



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO DE FILOSOFIA E CIÊNCIAS HUMANAS
DEPARTAMENTO DE GEOCIÊNCIAS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOGRAFIA

**MAPEAMENTO GEOTÉCNICO E DAS ÁREAS SUSCETÍVEIS A
DESLIZAMENTOS NA MICROBACIA DO RIBEIRÃO BAÚ, ILHOTA/SC.**

REGIANE MARA SBROGLIA

Florianópolis
2015

REGIANE MARA SBROGLIA

**MAPEAMENTO GEOTÉCNICO E DAS ÁREAS SUSCETÍVEIS A
DESLIZAMENTOS NA MICROBACIA DO RIBEIRÃO BAÚ, ILHOTA/SC.**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-graduação em Geografia da Universidade Federal de Santa Catarina para a obtenção do título de Mestre em Geografia.

Orientador: Edison Ramos Tomazzoli, Dr.

Coorientador: Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.

Florianópolis
2015

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

SBROGLIA, REGIANE

MAPEAMENTO GEOTÉCNICO E DAS ÁREAS SUSCETÍVEIS A
DESLIZAMENTOS NA MICROBACIA DO RIBEIRÃO BAÚ, ILHOTA/SC. /
REGIANE SBROGLIA ; orientador, Edison Tomazzoli ;
coorientador, Rafael Higashi. - Florianópolis, SC, 2015.
187 p.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa
Catarina, Centro de Filosofia e Ciências Humanas. Programa
de Pós-Graduação em Geografia.

Inclui referências

1. Geografia. 2. deslizamentos. 3. mapeamento
geotécnico. 4. Shalstab. 5. mapeamento de áreas
suscetíveis. I. Tomazzoli, Edison . II. Higashi, Rafael.
III. Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de
Pós-Graduação em Geografia. IV. Título.

REGIANE MARA SBROGLIA

**MAPEAMENTO GEOTÉCNICO E DAS ÁREAS SUSCETÍVEIS A
DESLIZAMENTOS NA MICROBACIA DO RIBEIRÃO BAÚ, ILHOTA/SC.**

Dissertação julgada adequada para a obtenção do Título de MESTRE EM GEOGRAFIA e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-graduação em Geografia da Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC.

Florianópolis, 17 de março de 2015.

Prof. Márcio Rogério Silveira, Dr.
Coordenador do PPGG-UFSC

Prof. Edison Ramos Tomazolli, Dr.
GCN-UFSC (Orientador)

Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.
ECV-UFSC (Coorientador)

Comissão Examinadora:

Prof^a. Regina Davison Dias, Dr. - UFRGS

Prof. Joel Robert Georges Marcel Pellerin, Dr. – GCN-UFSC

Prof. Juan Antonio Altamirano Flores, Dr. – GCN-UFSC

RESUMO

No mês de novembro de 2008 ocorreram precipitações intensas e concentradas que provocaram inúmeros movimentos de massa, principalmente na área do entorno do Morro Baú, mudando significativamente a morfologia dos vales e encostas e atingindo a população local. Neste sentido, este trabalho tem como objetivo mapear e caracterizar as áreas suscetíveis a deslizamentos na microbacia do Ribeirão Baú, Ilhota/SC. O método consistiu em realizar o mapeamento das unidades geotécnicas utilizando a metodologia desenvolvida por Davison Dias (1995), que posteriormente foram caracterizadas por meio de ensaios laboratoriais. Foram realizados os seguintes ensaios de caracterização dos solos: granulometria, densidade, LP e LL, MCT e permeabilidade. Para a determinação dos parâmetros de resistência, coesão e ângulo de atrito, foram realizados ensaios de cisalhamento direto. Com o intuito de elaborar os mapas de suscetibilidade a deslizamentos na microbacia em estudo, foi determinado o ângulo de declividade limite das encostas por intermédio do cálculo do Fator de Segurança (FS) e foi realizada modelagem matemática utilizando o SHALSTAB. Para a modelagem foram utilizados dados topográficos extraídos do MDT e dados geotécnicos obtidos por meio do ensaio de cisalhamento direto. Por fim, cruzando os mapas elaborados pelo FS e SHALSTAB foi feito o mapa de áreas suscetíveis para a microbacia do Ribeirão Baú. Foram estimadas nove unidades geotécnicas, dentre elas, duas se destacam por serem as mais suscetíveis a movimentos de massa conforme o número de cicatrizes mapeadas, Cambissolo substrato arenito - Ca e Cambissolo substrato gnaiss - Cgn. A partir dos valores de declividade limite, foram delimitadas as áreas consideradas estáveis e instáveis quanto à suscetibilidade a ocorrência de deslizamentos. As unidades Cambissolo substrato arenito, folhelho e piroxenito - Ca, Cf e Cpi, respectivamente, possuem grande parte de sua área classificada como instável, diferentemente do que se observou na unidade Gleissolo substrato sedimentos quaternários aluviais - GHsqa. Foi escolhida, dentre as simulações realizadas pelo modelo SHALSTAB, a profundidade de 10m para a análise. Nesta simulação, mais de 60% dos deslizamentos foram identificados nas classes instáveis do modelo. A

partir dos mapas de suscetibilidade gerados, observou-se que o mapa do SHALSTAB apresenta mais áreas instáveis que os mapas do FS. Logo, também possui o maior número de cicatrizes em áreas instáveis. Para a construção do mapa de suscetibilidade final da microbacia do Ribeirão Baú foram conjugados os mapas de suscetibilidade criados por intermédio do SHALSTAB e do FS. Assim, do total de 526 cicatrizes de deslizamentos mapeadas, 481 (91%) ocorreram em áreas instáveis, enquanto que 45 (9%) ocorreram em áreas de média suscetibilidade, na área considerada estável não ocorreram deslizamentos.

Palavras-chave: deslizamentos. mapeamento geotécnico. modelo matemático. Fator de Segurança. mapeamento de áreas suscetíveis.

ABSTRACT

During november 2008, intense and concentrated rainfall occurred causing numerous mass movements mainly at Morro Baú area, changing significantly the morphology of valleys and slopes and reaching directly the local population. In this sense, this work aims to map and characterize susceptible areas associated to landslides in the watershed of Ribeirão Baú, located at the city of Ilhota, Santa Catarina state. The method consisted in performing the mapping of geotechnical units using the methodology have been developed by Davison Dias (1995), which was subsequently characterized through out laboratory tests. These were the soil characterization tests performed: particle size, density, LP and LL, MCT and permeability. To determinate the soil resistance parameters, cohesion and angle of friction, direct shear tests were performed. In order to prepare maps of susceptibility to landslides in the watershed under study, we determined the angle of slope limit through the Factor of Safety calculation (FS) and was performed mathematical modeling using the SHALSTAB. For modeling were used topographic data taken from the MDT and geotechnical data obtained through direct shear test. Finally, matching the maps prepared by the FS and SHALSTAB, the map of susceptible areas to the watershed of Ribeirão Baú was made. Nine geotechnical units were estimated and, among them, two stand out because they are more susceptible to mass movements as the number of mapped scars, Cambisol with substrate of sandstone - Ca and Cambisol with substrate gneiss - Cgn. Based on the values of the limit slope, the areas considered stable and unstable for susceptibility to occurrence of landslides have been defined. The Cambisol with substrate of sandstone, shale and pyroxenite units - Ca, Cf and Cpi, respectively, have great part of its area classified as unstable, unlike what was observed in Gleysol with substrate of quaternary alluvial sediments unit - GHsq. Among the SHALSTAB model simulations, the depth of 10m for analysis was chosen. In this simulation, over 60% of the slides were identified in unstable class model. Based on the susceptibility maps generated, it was observed that the SHALSTAB maps have more unstable areas than FS maps. It also has, then, the largest number of scars in unstable areas. To the construction of the final susceptibility

map of the watershed of Ribeirão Baú were connected the susceptibility maps created through the SHALSTAB and FS. Thus, of all 526 scars of mapped landslides, 481 (91%) have occurred in unstable areas, while 45 (9%) occurred in areas of average susceptibility, in the considered stable area there were no landslides.

Keywords: landslides. geotechnical mapping. mathematical model. Factor of Safety. mapping of susceptible areas.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Deslizamento translacional na microbacia do Ribeirão Baú	27
Figura 2: Ensaio de granulometria	32
Figura 3: Tipos de curvas de distribuição granulométrica.	33
Figura 4: Ensaio para a determinação da massa específica dos grãos.....	34
Figura 5: Ensaio para determinação da massa específica dos grãos.....	35
Figura 6: Limites de consistência de Atterberg.....	36
Figura 7: Procedimento do ensaio para determinação de LP	37
Figura 8: a) Aparelho de Casagrande para a determinação.....	38
Figura 9: Gráfico para determinação do LL.....	38
Figura 10: Gráfico de plasticidade de Casagrande.....	40
Figura 11: Penetração da pastilha de solo.....	42
Figura 12: Procedimento do ensaio MCT.....	42
Figura 13: Gráfico para a classificação expedita MCT.....	43
Figura 14: Ensaio com as duas esferas	44
Figura 15: Permeabilidade de solos residuais brasileiros compactados.....	45
Figura 16: Ensaio de compressão confinada.....	46
Figura 17: Determinação de C_v pelo método de Taylor.....	47
Figura 18: a) Representação do critério de Mohr.....	49
Figura 19: Equipamento empregado no ensaio de cisalhamento direto.....	53
Figura 20: Ensaio de cisalhamento direto.....	53
Figura 21: Representação do resultado típico do ensaio.....	55
Figura 22: Envoltória de ruptura Mohr-Coulomb	55
Figura 23: Comportamento típico de areias e argilas.....	58
Figura 24: Condição atmosférica demonstrando a combinação do anticiclone e do vórtice ciclônico em 22 de novembro de 2008.	62
Figura 25: Total acumulado da precipitação em mm entre os dias 21 e 25 de novembro na bacia hidrográfica do Rio Itajaí.....	63
Figura 26: Distribuição diária da precipitação no mês de novembro	64
Figura 27: Situação decretada nos municípios de Santa Catarina	65
Figura 28: Tipos de movimentos de massa.....	68
Figura 29: Componentes da força peso relacionados com as tensões	76
Figura 30: Representação do modelo hidrológico de estado uniforme.....	78
Figura 31: Localização da microbacia do Ribeirão Baú, Ilhota/SC.....	82
Figura 32: Mapa geológico da microbacia do Ribeirão Baú.....	83
Figura 33: Mapa geomorfológico da microbacia do Ribeirão Baú.....	85
Figura 34: Mapa pedológico da microbacia do Ribeirão Baú.....	88
Figura 35: MDT com a altimetria da microbacia do Ribeirão Baú.....	90
Figura 36: Mapa de declividade em porcentagem da microbacia do Ribeirão Baú.....	90
Figura 37: Mapa de usos do solo na microbacia do Ribeirão Baú.....	91

Figura 38: Fluxograma de atividades da pesquisa.	93
Figura 39: Sobreposição dos mapas pela metodologia de Davison Dias	98
Figura 40: Classificação dos polígonos das unidades geotécnicas.	101
Figura 41: Dois tipos de inconsistências encontradas	102
Figura 42: Localização dos perfis topográficos (a e b) com base no MDT..	104
Figura 43: Localização em campo dos pontos de tradagens	105
Figura 44: Caracterização da amostra do ponto 3 do perfil a.	105
Figura 45: Diferença entre as amostras de solos sedimentar do ponto 2 (a) e residual do ponto 5 (b), do perfil a.	106
Figura 46: Pontos de coleta de amostras de solos nas unidades.	108
Figura 47: Pontos de coletas de solo	109
Figura 48: Coleta de amostras indeformadas de solo	110
Figura 49: Coleta da amostra deformada de solo na unidade GHsqa.	110
Figura 50: Curvas granulométricas dos solos das unidades geotécnicas....	120
Figura 51: Correlação entre o IP (%) e LL (%) dos solos	122
Figura 52: Classificação granulométrica dos solos.....	124
Figura 53: Tensão cisalhante, deformação horizontal e vertical no ensaio de cisalhamento direto.....	128
Figura 54: Tensão cisalhante <i>versus</i> tensão normal.	129
Figura 55: Característica expansiva do solo originado do folhelho no ensaio MCT.....	131
Figura 56: Tensão <i>versus</i> variação do índice de vazios.	133
Figura 57: Unidades geotécnicas na microbacia do Ribeirão Baú.	134
Figura 58: Bacias suspensas e escalonamento do relevo	135
Figura 59: Rocha gnaiss e solo originado na unidade geotécnica Cgn.....	137
Figura 60: Rocha piroxenito e solo originado na unidade geotécnica Cpi. .	138
Figura 61: Rocha arenito e solo originado na unidade geotécnica Ca.	139
Figura 62: Rocha conglomerado e solo originado na unidade geotécnica..	140
Figura 63: Rocha folhelho e solo originado na unidade geotécnica Cf	141
Figura 64: Solo originado na unidade geotécnica Cde.....	143
Figura 65: Solo originado na unidade geotécnica GHsqa.	144
Figura 66: Litologia na área do Morro do Baú.	145
Figura 67: Cicatrizes nas unidades geotécnicas na microbacia.....	148
Figura 68: Superfícies de ruptura traçadas para cada unidade.	153
Figura 69: Superfícies de ruptura traçadas para cada unidade	155
Figura 70: Comparação dos valores de FS para os taludes seco e saturado entre os métodos de Bishop e Janbu.....	157
Figura 71: Comparação dos valores de θ nos taludes seco e saturado entre os métodos de Bishop e Janbu.	157
Figura 72: Áreas suscetíveis em relação ao FS segundo o método Bishop. .	158
Figura 73: Áreas suscetíveis em relação ao FS segundo o método Janbu. .	159
Figura 74: Mapa de declividade em graus da microbacia Ribeirão Baú	161

Figura 75: Mapa de área de contribuição hidrológica da microbacia do Ribeirão Baú.....	162
Figura 76: Mapas com as classes de estabilidade do SHALSTAB para as profundidades $z = 3, 5, 7, 10, 12$ e 15m da microbacia do Ribeirão Baú.	164
Figura 77: Mapa com as classes de estabilidade do SHALSTAB para $z=10\text{m}$ da microbacia Ribeirão Baú.	165
Figura 78: Curva de validação para o mapa do SHALSTAB.....	166
Figura 79: Mapa de áreas suscetíveis a deslizamentos da microbacia Ribeirão Baú.....	173

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Classificação das dimensões dos grãos do solo segundo a ABNT NBR 6502/1995.	30
Quadro 2: Valores de LL e LP para alguns solos brasileiros.	39
Quadro 3: Classes de relevo segundo o Sistema Brasileiro de Classificação dos Solos.	96
Quadro 4: Simbologia simplificada das unidades geológicas.	99
Quadro 5: Simbologia simplificada das classes pedológicas.	99
Quadro 6: Sequência de generalização da pedologia.....	100
Quadro 7: Coleta de amostras nas saídas a campo.	107
Quadro 8: Dados de entrada do modelo SHALSTAB.....	115
Quadro 9: Classificação dos solos das unidades geotécnicas.	123

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Classes de estabilidade geradas pelo SHALSTAB pela razão Log_q/T	117
Tabela 2: Resultados dos ensaios de caracterização física.....	121
Tabela 3: Parâmetros obtidos no ensaio de cisalhamento direto.	130
Tabela 4: Parâmetro obtido no ensaio de compressão confinada.	132
Tabela 5: Caracterização das unidades geotécnicas preliminares na microbacia do Ribeirão Baú.	146
Tabela 6: Número de cicatrizes por unidade geotécnica na microbacia do Ribeirão Baú.....	148
Tabela 7: Parâmetros geotécnicos utilizados para cálculo do FS.	151
Tabela 8: Valor do ângulo de declividade limite (θ) e Fator de Segurança (FS) no solo seco e saturado pelos métodos de Bishop e Janbu.....	151
Tabela 9: Porcentagem de áreas instáveis e estáveis pelos métodos Bishop e Janbu.	159
Tabela 10: Número de cicatrizes nas áreas instáveis e estáveis pelos métodos Bishop e Janbu.	160
Tabela 11: Área [%] de cada classe de declividade nas unidades geotécnicas... 161	
Tabela 12: Área [%] de cada classe do SHALSTAB na microbacia para as profundidades de solo analisadas.	163
Tabela 13: Análise do número de deslizamentos para cada classe do SHALSTAB para $z=10\text{m}$	165
Tabela 14: Área [%] das classes do SHALSTAB nas un. geotécnicas para $z=10\text{m}$.168	
Tabela 15: Análise do número de deslizamentos para cada classe do SHALSTAB nas unidades geotécnicas para $z=10\text{m}$	169
Tabela 16: Análise dos mapas de suscetibilidade pelo FS e SHALSTAB ($z=10\text{m}$) na microbacia do Ribeirão Baú.	170
Tabela 17: Análise dos mapas de suscetibilidade pelo FS e SHALSTAB ($z=10\text{m}$) para as un. geotécnicas na microbacia do Ribeirão Baú.	172

LISTA DE SÍMBOLOS

Alfabeto Latino

a	Área de contribuição	$[m^2]$
A	Atividade da argila	-
b	Comprimento de contorno	$[m]$
c'	Coesão efetiva	$[kPa]$
C_v	Coefficiente de adensamento	$[cm^2/s]$
e	Índice de vazios.	-
g	Aceleração gravitacional.....	$[m/s^{-2}]$
h	Nível d' água	$[m]$
i	Gradiente hidráulico.....	$[m/m]$
IP	Índice de plasticidade	$[%]$
K	Condutividade hidráulica	$[cm/s; m/s]$
k	Coefficiente de permeabilidade.....	$[cm/s; m/s]$
L	Comprimento do bloco.....	$[m]$
LL	Limite de liquidez.....	$[%]$
LP	Limite de plasticidade	$[%]$
P	Peso do bloco	$[N]$
q	Taxa de recarga uniforme.....	$[mm/d]$
Q	Intesidade da chuva.....	$[mm]$
S	Saturação	$[%]$
T	Transmissidade do solo	$[m^2/dia^{-1}]$
v	Velocidade de percolação.....	$[cm/s; m/s]$
V	Volume	$[cm^3]$
w	Índice de umidade	$[%]$
w_{nat}	Umidade natural	$[%]$
γ	Peso específico	$[kN/m^3]$
γ_{nat}	Peso específico natural	$[kN/m^3]$
γ_{sat}	Peso específico saturado	$[kN/m^3]$
z	Espessura do solo	$[m]$

Alfabeto Grego

ρ_s	Densidade do solo	$[kg/m^{-3}]$
ρ_a	Densidade da água	$[kg/m^{-3}]$
θ	Ângulo de declividade	$[^\circ]$
σ	Tensão	$[kPa]$
σ'	Tensão efetiva	$[kPa]$
τ	Tensão cisalhante	$[kPa]$
φ	Ângulo de atrito.....	$[^\circ]$
μ	Poropressão.....	$[kPa]$
δ	Massa específica.....	$[g/cm^{-3}]$

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	21
1.1 OBJETIVO GERAL	25
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	25
1.3 JUSTIFICATIVA	26
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	29
2.1 CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS	29
2.1.1 DETERMINAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE DO SOLO.....	31
2.1.2 DETERMINAÇÃO DA GRANULOMETRIA	31
2.1.3 DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS.....	33
2.1.4 LIMITES DE CONSISTÊNCIA	36
2.1.5 METODOLOGIA MINIATURA COMPACTADA TROPICAL - MCT	41
2.1.6 PERMEABILIDADE.....	44
2.1.7 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS	48
2.1.8 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS.....	59
2.2 OS DESASTRES NATURAIS DE NOVEMBRO DE 2008 EM SANTA CATARINA	61
2.2.1 ASPECTOS METEOROLÓGICOS	61
2.2.2 OS AFETADOS.....	64
2.3 MOVIMENTOS GRAVITACIONAIS DE MASSA.....	65
2.4 MAPEAMENTO DE ÁREAS SUSCETÍVEIS A DESLIZAMENTOS.....	69
2.4.1 MAPEAMENTO GEOTÉCNICO.....	69
2.4.2 MODELOS MATEMÁTICOS	72
2.4.2.1 MODELO SHALSTAB	74
3. ÁREA DE ESTUDO	82
4. MATERIAIS E MÉTODOS	92
4.1 ASPECTOS TOPOGRÁFICOS	95
4.2 MAPEAMENTO GEOTÉCNICO	97
4.2.1 MAPEAMENTO GEOTÉCNICO PRELIMINAR	97
4.2.2 MAPEAMENTO GEOTÉCNICO PRELIMINAR REFINADO	103
4.3 CARACTERIZAÇÃO DAS UNIDADES GEOTÉCNICAS	106
4.3.1 COLETA DAS AMOSTRAS DE SOLO.....	107
4.3.2 ENSAIOS GEOTÉCNICOS DE CARACTERIZAÇÃO	111
4.3.3 ENSAIO DE PERMEABILIDADE DO SOLO.....	112
4.3.4 IDENTIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DAS UNIDADES GEOTÉCNICAS SUSCETÍVEIS A DESLIZAMENTOS	112
4.3.5 ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE UTILIZANDO O FATOR DE SEGURANÇA	113
4.4 MODELAGEM DAS ÁREAS SUSCETÍVEIS A DESLIZAMENTOS.....	114
4.4.1 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO SOLO	115
4.4.2 DETERMINAÇÃO DAS VARIÁVEIS ESPACIAIS TOPOGRÁFICAS.....	116

4.4.3	MODELAGEM COM O SHALSTAB	117
4.5	ELABORAÇÃO DO MAPA DE SUSCETIBILIDADE A DESLIZAMENTOS	118
5.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	119
5.1	RESULTADOS LABORATORIAIS.....	119
5.1.1	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	119
5.1.2	CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS.....	123
5.1.3	ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	127
5.1.4	ENSAIO DE COMPRESSIBILIDADE	132
5.2	MAPEAMENTO GEOTÉCNICO DA MICROBACIA DO RIBEIRÃO BAÚ	134
5.3	MAPEAMENTO DAS ÁREAS SUSCETÍVEIS A DESLIZAMENTOS NA MICROBACIA DO RIBEIRÃO BAÚ	147
5.3.1	ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE EM RELAÇÃO AO NÚMERO DE CICATRIZES MAPEADAS NAS UNIDADES GEOTÉCNICAS.....	147
5.3.2	ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE EM RELAÇÃO AO FATOR DE SEGURANÇA	150
5.3.3	ANÁLISE DE SUSCETIBILIDADE COM O MODELO SHALSTAB	161
5.3.4	COMPARAÇÃO ENTRE OS MAPAS DE SUSCETIBILIDADE GERADOS PELO FATOR DE SEGURANÇA E SHALSTAB	170
5.3.5	MAPA DE SUSCETIBILIDADE DA MICROBACIA DO RIBEIRÃO BAÚ	173
6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	175
	REFERÊNCIAS	179

1. INTRODUÇÃO

Os deslizamentos são fenômenos naturais de movimentos gravitacionais de massa, importantes na evolução geomorfológica do relevo que, juntamente com outros processos exógenos e endógenos, são responsáveis por modelar a paisagem terrestre. Sua ocorrência está relacionada à combinação de um conjunto de fatores, destacando-se a forma e inclinação de vertentes, estado de amadurecimento dos solos, geologia e pluviometria, esta considerada o principal agente deflagrador do fenômeno.

No entanto, apesar disso, podem tornar-se ameaças à vida humana e provocar prejuízos econômicos, porque possuem um grande potencial de destruição e são de difícil previsão.

Nas últimas décadas houve um aumento dos danos causados por desastres naturais relacionados a deslizamentos, entretanto, o aumento do número e da intensidade dos desastres não está necessariamente associado ao acréscimo da frequência do fenômeno natural, mas, ao aumento do número de afetados. Isso se deve, em grande parte, ao elevado número de pessoas habitando áreas de risco e da influência antrópica em encostas.

O Brasil, devido suas condições climáticas e geomorfológicas, caracteriza-se por possuir áreas suscetíveis a desastres naturais associados a deslizamentos (GUIMARÃES et al., 2008; FERNANDES; AMARAL, 2003). Destacam-se os desastres ocorridos nos últimos anos em Santa Catarina em 2008, Angra dos Reis (RJ) e Morro do Bumba em Niterói (RJ) em 2010, Teresópolis (RJ) em 2011 e Petrópolis (RJ) em 2011 e 2013.

Ao longo de sua história, Santa Catarina tem sido significativamente afetada por eventos naturais. No entanto, analisando a magnitude do desastre natural ocorrido em novembro de 2008, este foi considerado pela Defesa Civil como o mais severo da história do estado.

Nos dias 22 e 23 de novembro de 2008 ocorreram precipitações intensas e concentradas, chegando a chover mais que o dobro da média prevista para todo o mês em diversos municípios de Santa Catarina, principalmente no Vale do Itajaí, provocando numerosos movimentos de massa e inundações. A magnitude desses eventos surpreendeu a população atingida, a Defesa Civil e o poder público,

deixando um saldo oficial de 135 mortos, 2 desaparecidos, centenas de feridos e milhares de desalojados e desabrigados, além de grandes perdas materiais.

Dentre os desastres naturais evidenciados, destacaram-se os grandes movimentos de massa (deslizamentos generalizados) que mudaram significativamente a morfologia dos vales e encostas e atingiram a população local, sendo responsáveis por mais de 97% dos óbitos.

Os diversos deslizamentos que ocorreram durante este evento incidiram em áreas urbanas e em áreas rurais. Onde, de acordo com o relatório da Associação Brasileira de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), nas áreas rurais, foram observadas rupturas de grandes proporções em locais com influência antrópica, mas também nos locais com vegetação nativa, não havendo um padrão preferencial claro (CEPED UFSC, 2009).

Segundo Kobiyama et al. (2004), existem dois tipos de medidas preventivas a desastres naturais, as estruturais e as não-estruturais. As medidas estruturais envolvem obras de engenharia, como obras de estabilização de encostas, sistemas de drenagem, obras de infraestrutura urbana, realocação de moradias, etc. Essas ações normalmente são complexas e custosas. As medidas não-estruturais, por sua vez, envolvem ações relacionadas às políticas urbanas de planejamento e gerenciamento, como capacitação, sistemas de alerta e mapeamentos prévios. Apresentam custos inferiores e bons resultados, principalmente na prevenção de desastres.

Neste sentido, as medidas não-estruturais de prevenção relacionadas a deslizamentos vêm assumindo importância crescente para pesquisadores e planejadores das áreas geomorfológica, geológica, hidrológica e geotécnica. Essas medidas implicam no estudo dos fenômenos, suas causas, localização espacial, análise de ocorrências no passado e magnitude e possíveis consequências.

Para isso, uma ferramenta preliminar usada é o mapeamento geotécnico, que gera subsídios para a identificação dos fatores e processos envolvidos na instabilização de encostas. Esta ferramenta associada a um Sistema de Informação Geográfica (SIG) e a ensaios de laboratório atua na caracterização do meio físico de forma a prever o comportamento geomecânico dos solos e, assim, a distribuição espacial dos deslizamentos.

No Brasil, pesquisadores e entidades desenvolveram metodologias para a elaboração de mapas geotécnicos adaptadas aos solos brasileiros, característicos de um clima tropical, quente e úmido, que favorece o intemperismo, desenvolvendo solos profundos. Neste trabalho, será utilizada a metodologia desenvolvida por Davison Dias (1995), por ser empregada na região sul do Brasil e por considerar a pedologia como ciência orientadora do comportamento geomecânico a partir de coleta de amostras de solo.

Essa metodologia surgiu a partir da necessidade de caracterizar áreas de solos tropicais, onde não se tem a possibilidade de realizar um elevado volume de ensaios geotécnicos. Busca estimar a partir de dados geológicos, pedológicos e topográficos as unidades geotécnicas de uma determinada área, ou seja, unidades de solos com comportamento geotécnico semelhante.

Outra ferramenta relacionada à prevenção é o mapeamento de áreas suscetíveis à ocorrência de deslizamentos. Levando-se em conta a diversidade e quantidade de fatores naturais e antrópicos envolvidos na sua deflagração, ressalta-se que a determinação de locais suscetíveis não é uma tarefa simples. Logo, o uso de SIG para a previsão de áreas suscetíveis torna-se um aliado, à medida que possibilita a integração de informações gráficas e dados em um único ambiente computacional, facilitando análises complexas e podendo integrar dados de fontes variadas.

Deste modo, dentre as diversas metodologias de previsão sendo desenvolvidas, ressalta-se a importância e a eficiência do uso do ambiente SIG associado a modelagens matemáticas. Essa combinação vem se destacando como uma ferramenta importante na análise dos processos evolutivos do relevo, à medida que auxilia na previsão da distribuição espacial e causal dos deslizamentos.

Dentre os modelos que compõem essas metodologias, destaca-se o modelo SHALSTAB (*Shallow Landsliding Stability Model*), que será utilizado neste trabalho. O SHALSTAB é composto pela integração de um modelo de estabilidade de encostas e um modelo hidrológico, para a elaboração de um mapa de áreas suscetíveis à ocorrência de deslizamentos translacionais.

Esse modelo considera dados hidrológicos e topográficos e as propriedades físicas e de resistência dos solos na determinação da razão entre a quantidade de precipitação e a transmissividade do solo

necessária para tornar uma encosta instável. Além de não considerar os fatores antrópicos no condicionamento dos deslizamentos, ele é favorável ao mapeamento de deslizamentos translacionais. Esta tipologia de movimento de massa foi, segundo Tomazzoli et al. (2009), a mais frequente e de maior porte que ocorreu no entorno do Morro Baú durante o desastre de novembro de 2008.

Assim, este modelo, que é de simples aplicação em comparação a outras metodologias, compõe uma ferramenta relevante na prevenção de desastres naturais relacionados a deslizamentos, gerando subsídios para o entendimento dos mecanismos e dos fatores condicionantes desse fenômeno. Ele pode ainda, auxiliar no planejamento do uso e ocupação do solo, contribuindo para a mitigação dos possíveis danos humanos e econômicos que normalmente os deslizamentos causam à sociedade.

1.1 Objetivo Geral

Mapear e caracterizar as áreas suscetíveis a deslizamentos na microbacia do Ribeirão Baú, Ilhota/SC.

1.2 Objetivos Específicos

- Caracterizar a área de estudo e as unidades geotécnicas por meio da análise de mapas temáticos (pedologia, geologia, geomorfologia e uso do solo);
- A partir do modelo digital de terreno (MDT), elaborar mapas de variáveis topográficas;
- Elaborar o mapa geotécnico;
- Diagnosticar o comportamento mecânico dos solos com base em ensaios laboratoriais de caracterização física nas unidades geotécnicas estimadas;
- Definir e caracterizar as unidades geotécnicas suscetíveis à ocorrência de deslizamentos;
- Determinar o grau de suscetibilidade a deslizamentos por meio dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e permeabilidade dos solos residuais com de ensaios laboratoriais;
- Calcular o Fator de Segurança a fim de definir o ângulo de declividade limite das encostas para a ocorrência de deslizamento;
- Elaborar um mapa de áreas estáveis e instáveis utilizando o ângulo de declividade limite e analisar as unidades geotécnicas mais suscetíveis;
- Calibrar o modelo SHALSTAB correlacionando as classes de estabilidade geradas e as cicatrizes dos deslizamentos ocorridos em novembro de 2008;
- Elaborar, utilizando o modelo SHALSTAB, o mapa de áreas suscetíveis a deslizamentos translacionais na microbacia do Ribeirão do Baú;
- Comparar áreas consideradas instáveis pelo modelo com o mapa geotécnico e analisar as unidades suscetíveis;

- Analisar a suscetibilidade da microbacia comparando os resultados do SHALSTAB e do Fator de Segurança.

1.3 Justificativa

A presente pesquisa fez parte do projeto “Análise e mapeamento das áreas de risco a movimentos de massa e inundações nos municípios de Gaspar, Ilhota e Luiz Alves (Complexo do Morro do Baú), SC”, FAPESC/Convênio 16319/2010-8. A equipe propositora deste projeto situava-se no Departamento de Geociências e Engenharia Sanitária e Ambiental da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) e era formada por professores e acadêmicos de graduação e pós-graduação.

Aborda um tema atual e de relevância social, tendo em vista a magnitude dos danos que os desastres naturais relacionados às inundações e movimentos de massa vêm causando em diferentes áreas do Brasil e, especialmente em Santa Catarina. Isso porque a região do Vale do Itajaí se constitui, generalizadamente, em uma área suscetível, devido às suas condições regionais climáticas, geológicas, geomorfológicas, geotécnicas e de uso do solo. Nesse sentido, para mitigar os danos econômicos e sociais nos municípios atingidos, são indispensáveis medidas preventivas a ocorrência de desastres naturais como, por exemplo, o mapeamento de áreas suscetíveis a deslizamentos.

Foi escolhida como área de estudo a microbacia do Ribeirão Baú localizada no município de Ilhota, Santa Catarina, por ser considerada de interesse científico, tendo em vista a significativa ocorrência de desastres evidenciados durante o evento extremo de novembro de 2008. Os deslizamentos generalizados mudaram significativamente a morfologia dos vales e encostas da microbacia, com graves consequências para a infraestrutura e população local, sendo registradas 12 mortes na comunidade do Alto Baú e 6 mortes na comunidade do Baú Seco (PEREIRA, 2009).

De acordo com Tomazzoli et al. (2009), os deslizamentos translacionais foram os movimentos de massa mais frequentes e de maior porte que ocorreram no complexo Morro do Baú, a qual faz parte a área de estudo (Figura 1). Embora tenham ocorrido em praticamente todas as unidades geológicas, esse tipo de movimento

demonstrou maior incidência no domínio do Complexo Granulítico, devido ao fato dessa unidade possuir espessa cobertura de solo associada às declividades das encostas com dissecação em cabeceira de drenagem com vales bem encaixados em falhas e fraturas. Segundo Égas (2011), essas características revelam que os movimentos de massa em grande escala, como deslizamentos e corridas de detritos, são recorrentes e frequentes nessa área num ciclo mais longo do tempo.

Figura 1: Deslizamento translacional na microbacia do Ribeirão Baú ocorrido em novembro de 2008.



Fonte: Joel Pellerin, abril 2009.

Os diversos deslizamentos evidenciados ocorreram em áreas urbanas e em áreas rurais, e, embora tenham sido em parte induzidos por influência antrópica como agricultura em encostas, corte de talude, desmatamento ou retirada seletiva de árvores de maior porte da mata, considera-se que grande parte desses fenômenos apresentou causas naturais, haja vista sua numerosa incidência em áreas de floresta. Outra evidência de que se trata de um processo natural e recorrente, é que os deslizamentos também se assentaram sobre extensos depósitos coluviais, no pé das encostas, que foram formados provavelmente por deslizamentos do mesmo tipo, porém de idade bem anterior ao início da colonização da área (TOMAZZOLI et al., 2009).

Estes fatos justificam a escolha do modelo matemático SHALSTAB na identificação de áreas suscetíveis da microbacia, uma vez que, além de não considerar os fatores antrópicos no condicionamento dos deslizamentos, é favorável ao mapeamento de áreas suscetíveis a

ocorrência especialmente de deslizamentos translacionais rasos. Cabe destacar, no entanto, que esse modelo pode ser aplicado satisfatoriamente na área em estudo, onde os deslizamentos translacionais ocorridos em novembro de 2008 foram caracterizados como espessos, devido à espessura da camada de solo das encostas do Vale do Itajaí ser em torno de 10 metros. Isso se deve ao modelo de estabilidade que compõe o SHALSTAB, baseado na teoria do talude infinito, que considera uma extensão ilimitada de solo sobre uma superfície inclinada, justificando-se para as regiões onde o comprimento da encosta é bem superior a espessura do solo. Ou seja, sua precisão é mantida para as áreas do entorno do Morro Baú onde os solos espessos estão localizados sobre encostas com mais de 1km de comprimento.

O uso de modelagem é uma alternativa amplamente utilizada na análise de fenômenos naturais, que, segundo Carvalho et al. (2007) são, em sua maioria, de grande complexidade, impossibilitando a mensuração e análise de todas as suas partes e/ou etapas. O modelo, então, caracteriza-se por ser uma representação simplificada de um sistema (ou objeto) estático ou dinâmico, ou seja, corresponde a uma aproximação da realidade (CARVALHO et al., 2007). Entretanto, a modelagem representa uma ferramenta eficiente e de fácil aplicação na prevenção e mitigação de desastres naturais em maior escala.

Compõe uma metodologia que pode ser utilizada em outros municípios, servindo também como subsídio aos órgãos públicos. Assim, a microbacia do Ribeirão Baú como área de estudo, poderá ser utilizada como área-piloto para aplicação da metodologia de mapeamento e caracterização de áreas suscetíveis a deslizamentos. E, posteriormente, como modelo, estendendo-se a análise a outros municípios e bacias hidrográficas do Vale do Itajaí e demais áreas do país historicamente problemáticas quanto à ocorrência de desastres naturais relacionados aos deslizamentos.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Caracterização dos solos

Entende-se como solo todo material inconsolidado que recobre o substrato rochoso inalterado, sendo formado por material intemperizado localizado sobre a rocha de origem (*in situ*) ou transportado (PORTO, 2003).

É constituído por um conjunto de partículas sólidas (minerais primários ou secundários) que deixam entre si espaços vazios (poros), chamados de índice de vazios, que são preenchidos por água e ar.

Os solos são provenientes de ações intempéricas sobre as rochas ígneas, sedimentares ou metamórficas. Os tipos de intemperismo podem ser divididos em intemperismo físico e químico. O primeiro é proveniente da desagregação mecânica da rocha por meio de agentes como água, temperatura, vegetação e vento, porém, sem sua alteração mineralógica ou química, formando partículas maiores como os pedregulhos, areias e siltes. O segundo, por sua vez, é resultante da decomposição das rochas ocorrendo sua modificação química ou mineralógica, originando partículas menores, como as argilas e os minerais secundários (argilominerais e óxi-hidróxidos). Esse tipo de intemperismo é mais frequente em regiões de clima quente e úmido.

Muitas das propriedades físicas do solo são influenciadas pelo tamanho, forma e composição química dos grãos.

Com relação ao tamanho dos grãos, existem diversas classificações, como a de Udden-Wentworth, que é utilizada com frequência por geólogos, e as desenvolvidas por diferentes organizações no mundo, como a de *Massachusetts Institute of Technology*, *U.S. Departamento of Agriculture*, *American Association of State Highway and Transportation Officials* e *Unified Soil Classification System*. Essa última é quase universalmente aceita e foi adotada pela Sociedade Americana para Materiais e Testes - ASTM. No Brasil, destacam-se as classificações da Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, NBR 6502/1995, do Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo - DER/SP e do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT. Nesta pesquisa será utilizada a classificação da ABNT, conforme apresentada no Quadro 1.

Quadro 1: Classificação das dimensões dos grãos do solo segundo a ABNT NBR 6502/1995.

Granulometria		Característica	Origem	Diâmetro da partícula
Argila		Solo de granulação fina, apresentando coesão e plasticidade.	Intemperismo químico	< 0,002 mm
Silte		Solo que apresenta baixa ou nenhuma plasticidade, e que exibe baixa resistência quando seco o ar. Suas propriedades dominantes são devidas à parte constituída pela fração silte.	Intemperismo químico e físico	0,002 - 0,06 mm
Areia	fina	Solo formado por minerais ou partículas de rochas com diâmetros compreendidos entre 0,06 e 2,0 mm. É não coesivo e não plástico.	Intemperismo químico e físico	0,06 - 0,2 mm
	média			0,2 - 0,6 mm
	grossa			0,6 - 2,0 mm
Pedregulho	fino	Solo formado por minerais ou partículas de rocha matriz, com diâmetro compreendido entre 2,0 e 60 mm. Quando arredondados ou semi-arredondados, são denominados cascalho ou seixo.	Intemperismo físico	2,0 - 6,0 mm
	médio			6,0 - 20 mm
	grossa			20 - 60 mm
Pedra de mão		Fragmento de rocha.	Intemperismo físico	60 - 200 mm
Matacão		Fragmento de rocha, transportado ou não, comumente arredondado por intemperismo ou abrasão.	Intemperismo físico	200 mm - 1 m

Os agregados inconsolidados de grãos com diferentes tamanhos, em várias proporções, formam diferentes tipos de solos. A caracterização física e mecânica e, posteriormente, a classificação desses solos pode ser realizada em campo ou em laboratório. Por serem realizados durante esta pesquisa, pretende-se apresentar a seguir os típicos ensaios laboratoriais de caracterização dos solos.

2.1.1 *Determinação do teor de umidade do solo*

Define-se o teor de umidade (w) como sendo a relação entre o peso da água (W_a) e o peso das partículas sólidas (W_s) em g/cm^3 contidos num certo volume de solo, expresso em percentagem (%).

Sua determinação é muito simples, sendo realizada conforme a NBR 457/1986. Em três cápsulas metálicas de pesos conhecidos são colocados aproximadamente 50g de solo destorroado (umidade natural). Depois de pesá-las, as cápsulas são deixadas na estufa por 24 horas a uma temperatura entre 105 e 110°C. Após a secagem, são determinados os pesos das cápsulas com os solos secos. Calcula-se w , então, utilizando a equação (1).

$$w = \frac{W_a}{W_s} \cdot 100 \quad (1)$$

2.1.2 *Determinação da granulometria*

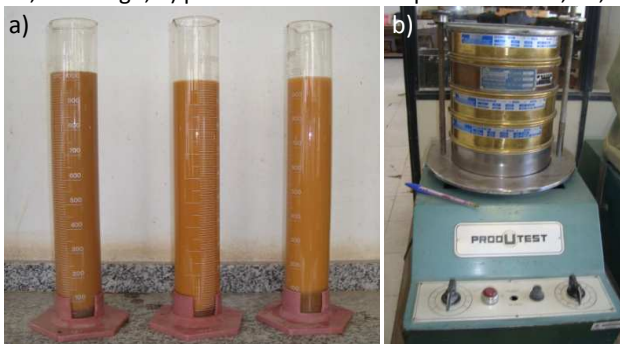
Para a identificação da distribuição das dimensões dos grãos de um solo realiza-se a análise granulométrica conforme a norma da ABNT NBR 7181/1984, que consiste, em geral, de duas fases, peneiramento e sedimentação.

O peneiramento é realizado com uma amostra de material granular em uma série-padrão de peneiras. O diâmetro da fração mais fina do solo, com granulometria inferior a 0,075mm, é determinado por meio do ensaio de sedimentação. Este é baseado na lei de Stokes de 1850, onde a velocidade de queda de partículas esféricas num fluido (v) atinge um valor limite que depende do peso específico do material da esfera (γ_s), do peso específico do fluido (γ_a), da viscosidade do fluido (μ) e do diâmetro da esfera (D) (CAPUTO, 1975).

Basicamente, o ensaio consiste no destorroamento de cerca de 1kg de solo seco ao ar que é passado na peneira nº10, com abertura da malha de 2mm, para a separação da argila, silte e areia do pedregulho. Com o material retido é realizado o peneiramento grosso, utilizando as peneiras nº: 2", 1,5", 1", 3/4", 3/8", 4 e 10. Observa-se que a abertura nominal da peneira é considerada como o diâmetro das partículas, no entanto, segundo Pinto (2000) trata-se de um diâmetro equivalente, pois as partículas não são esféricas.

Com o material passante na peneira nº10, toma-se cerca de 100g e adiciona-se um produto químico com ação defloculante para a realização da sedimentação. Colocando-se o solo em suspensão em uma proveta com cerca de 1 litro de água destilada, após o repouso, as densidades de suspensão são determinadas por leituras em um densímetro em diversos intervalos de tempo (Figura 2a). Após a realização da sedimentação, é feita a separação entre as frações silte e areia utilizando-se a peneira nº200, com abertura da malha de 0,075mm. Ressalta-se que a separação entre essas frações não corresponde ao diâmetro adotado pela ABNT de 0,060mm. O material passante na peneira nº200 (argila e silte) é descartado e o material retido (areia) é submetido ao peneiramento fino, utilizando-se as peneiras nº: 16, 30, 40, 60, 70, 100 e 200 (Figura 2b).

Figura 2: Ensaio de granulometria: a) sedimentação das amostras de solos das unidades Cc, Cde e Cgn; b) peneiramento com as peneiras nº 16, 30, 40, 60.

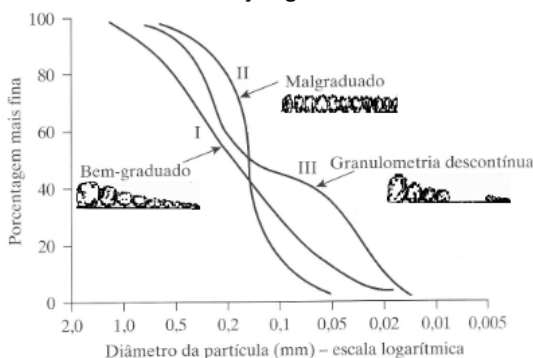


Os resultados dos ensaios de peneiramento e sedimentação são representados graficamente pela curva granulométrica, o qual o eixo das abscissas corresponde à abertura da malha (o tamanho das

partículas), em escala logarítmica, e das ordenadas, à percentagem do material passando.

Segundo a forma da curva podemos distinguir os diferentes tipos de granulometria, classificando os solos segundo a NBR 7181 em: solos bem graduados (I), com granulometria contínua, possuem partículas com ampla faixa de variação de tamanho; solos mal graduados ou uniformes (II), compostos por partículas de tamanho semelhante; e solos com granulometria aberta ou descontínua (III), não possuem uma faixa de tamanho de partículas intermediárias (Figura 3).

Figura 3: Tipos de curvas de distribuição granulométrica.



Fonte: adaptado de Das, 2007.

2.1.3 Determinação da massa específica dos grãos

A massa ou peso específico dos grãos é um índice físico, referindo-se somente a fase sólida do solo. É por definição o peso da fase sólida por unidade de volume de sólido. O peso específico (γ_s) é determinado pela razão entre seu peso seco (W_s) e seu volume (V_s):

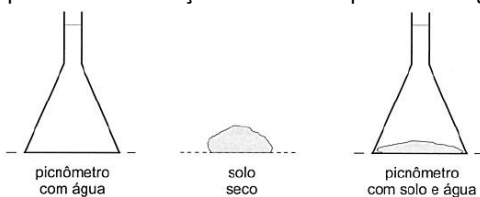
$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (2)$$

A densidade (δ) ou densidade relativa dos grãos é a razão entre o peso específico da fase sólida (γ_s) e o peso específico da água (γ_a) destilada e isenta de ar à 4°C. A densidade é uma grandeza adimensional, e como o valor do peso específico da água corresponde a 1 g/cm³, a densidade e o peso específico podem ser expressos pelo mesmo valor numérico.

$$\delta = \frac{\gamma_s}{\gamma_a} \quad (3)$$

Para a determinação da massa específica dos grãos em laboratório, a ABNT adota o procedimento do picnômetro, por meio do ensaio normatizado pela NBR 6508/1984. No ensaio, obtêm-se os pesos do solo ($P1$), do picnômetro + água destilada ($P2$) e do picnômetro + solo + água destilada ($P3$) em gramas (g) (Figura 4).

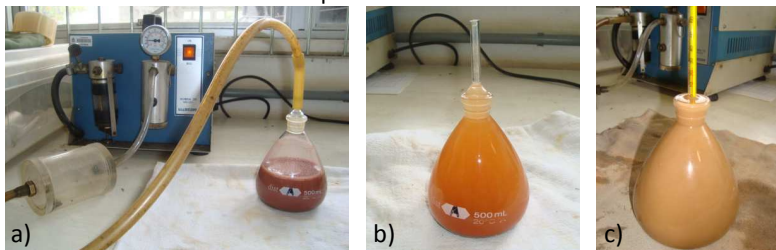
Figura 4: Ensaio para a determinação da massa específica dos grãos.



Fonte: adaptado de Pinto, 2000.

Neste sentido, de um modo geral, pesa-se parte do solo passante na peneira nº 4, com abertura da malha de 4,8mm, correspondendo ao $P1$. Pesa-se o picnômetro de 500 ou 1.000cm³ com água destilada, correspondendo ao $P2$. Coloca-se o solo no picnômetro, adiciona-se água destilada e submete a mistura a um vácuo de 88kPa para a remoção do ar aderente às partículas sólidas (Figura 5a). Após completados dois ciclos de 15 minutos, completa-se o picnômetro com água destilada e determina-se o peso do conjunto ($P3$) e a temperatura da mistura (Figura 5b e 5c). O procedimento é repetido para duas amostras de cada solo.

Figura 5: Ensaio para determinação da massa específica dos grãos: a) ciclo 1 do ensaio com o solo da unidade Cf; b) Conjunto picnômetro + água destilada + solo da unidade Cpi; c) determinação da temperatura do conjunto água destilada e solo da unidade GHsqa.



A partir dos pesos obtidos ($P1$, $P2$ e $P3$), da temperatura da mistura durante a execução do ensaio e do teor de umidade da amostra de solo, calcula-se a densidade ou massa específica dos grãos do solo, conforme a equação (4):

$$\delta = \frac{P1 \cdot 100 / (100 + w)}{\left[P1 \cdot \frac{100}{100 + h} \right] + P2 - P3} \cdot \delta_t \quad (4)$$

onde δ é a massa específica dos grãos do solo [adimensional]; $P1$ é o peso do solo úmido [g]; $P2$ é o peso do picnômetro + água destilada [g]; $P3$ é o peso do picnômetro + solo + água destilada [g]; w é a umidade inicial da amostra [%] e δ_t é a massa específica da água, na temperatura $T^{\circ}\text{C}$ do ensaio [g/cm^3].

Ressalta-se, com relação aos resultados das duas amostras, devem-se considerá-los satisfatórios quando seus valores, expresso com precisão de milésimos (três casas decimais), diferirem 0,02 ou menos (ABNT NBR6508, 1984).

Os valores obtidos por meio do ensaio podem variar de acordo com os constituintes mineralógicos do solo. Valores elevados correspondem a solos que apresentam grande quantidade de óxidos de ferro, enquanto valores baixos correspondem a altas quantidades de teor de matéria orgânica. Neste sentido, de acordo com Caputo (1975), Pinto (2000) e Das (2007), apesar de os valores situarem-se em torno de 2,70, o peso específico pode variar: solos arenosos com grãos de quartzo costumam apresentar valores de 2,65, solos argilosos e siltosos entre 2,60 e 2,90, solos orgânicos valores menores que 2,50 e argilas

lateríticas, em virtude da deposição de sais de ferro, valores em torno de 3,0.

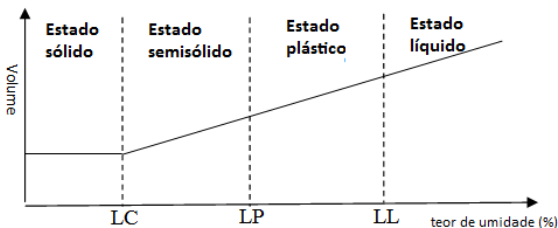
2.1.4 Limites de Consistência

Para os solos que apresentam uma textura com certa porcentagem de fração fina, não basta a granulação para caracterizá-los, pois suas propriedades plásticas dependem do teor de umidade, além da forma e tamanho das partículas, sua estrutura e sua composição química e mineralógica (VARGAS, 1977).

Neste sentido, em 1911, Albert Atterberg realizou pesquisas sobre as propriedades e influência das frações finas dos solos em relação à sua consistência, observando as variações do estado de consistência dos solos em função do teor de umidade. Foram definidos, então, os limites de consistência relacionados aos teores de umidade limites entre os vários estados de consistência dos solos argilosos, também chamados de limites de Atterberg (ORTIGÃO, 2007).

Os limites definidos foram os de contração (LC), correspondente à transição entre os estados sólido e semisólido, em que não há variação de volume; plasticidade (LP), entre os estados semisólido e plástico, e liquidez (LL), entre os estados plástico e líquido (Figura 6).

Figura 6: Limites de consistência de Atterberg.



Em seu estado sólido o solo não sofre variações volumétricas por secagem, ao contrário do que ocorre quando o solo se apresenta no estado semisólido. Quando se encontra no estado plástico, o solo apresenta a propriedade de plasticidade, sendo moldável facilmente, pode sofrer deformações rápidas sem que ocorra variação volumétrica apreciável, ruptura ou fissuramento. No estado líquido o solo se

comporta como fluido, não possuindo forma própria nem apresentando resistência ao cisalhamento.

Os limites de plasticidade e de liquidez podem ser identificados por meio de ensaios laboratoriais. O LP, normatizado pela NBR 7180/1984, é determinado pelo cálculo da porcentagem de umidade para a qual o solo começa a se fraturar quando se tenta moldar com a palma da mão um cilindro de 3mm de diâmetro e de 10cm de comprimento.

Para a realização do ensaio é necessário obter a fração fina do solo, passando-o na peneira nº 40, com abertura da malha de 0,42mm. Os materiais utilizados na determinação do LP são uma placa de vidro com uma face esmerilhada e um gabarito cilíndrico para comparação com 3mm de diâmetro e de 10cm de comprimento. O ensaio inicia-se rolando, sobre a face esmerilhada da placa, uma amostra de solo com um teor de umidade inicial próximo do limite de liquidez (Figura 7), até que, o cilindro se fragmente quando apresentar o diâmetro igual ao do cilindro padrão. O teor de umidade do cilindro, nesta condição, representa o limite de plasticidade do solo. O ensaio é repetido confeccionando no total cinco cilindros.

Figura 7: Procedimento do ensaio para determinação de LP com o solo da unidade Cf.

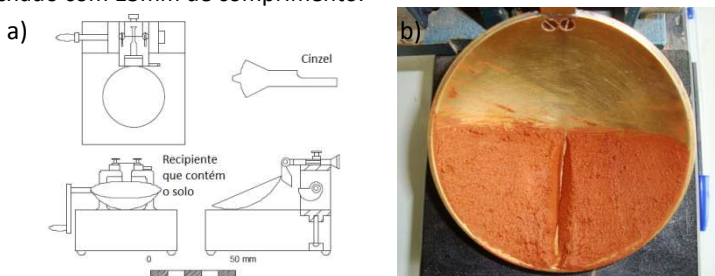


No ensaio de LL mede-se, indiretamente, a resistência ao cisalhamento do solo para um dado teor de umidade, por meio do número de golpes necessário ao deslizamento dos taludes da amostra, para o fechamento de um sulco longitudinal. O ensaio utiliza o aparelho de Casagrande (Figura 8a) e é normatizado pela NBR 6459/1984.

De um modo geral, o procedimento do ensaio se dá com a homogeneização da amostra que é colocada na concha de latão e

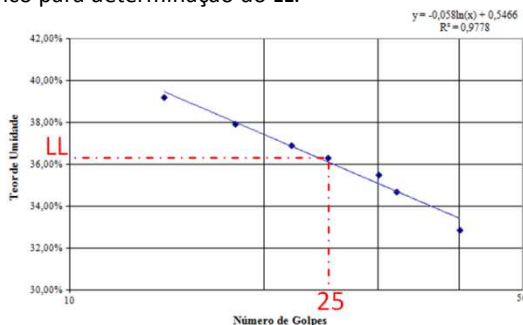
utilizando o cinzel se faz um sulco longitudinal. O recipiente contendo a amostra é deixado cair de uma altura padrão, batendo sobre a base do aparelho. Quando os dois lados do talude do solo se juntam longitudinalmente, por um comprimento igual a 13mm (Figura 8b), interrompe-se o ensaio, coleta-se parte do solo e anota-se o número de golpes necessário para o fechamento do sulco (ABNT NBR6459, 1984).

Figura 8: a) Aparelho de Casagrande para a determinação do limite de liquidez. Fonte: Ortigão, 2007; b) Ensaio de LL com o solo da unidade Cpi, parte do sulco fechado com 13mm de comprimento.



Adicionando água destilada, repete-se o procedimento por sete vezes. Para cada amostra retirada determina-se o teor de umidade, obtendo-se assim um par de valores teor de umidade *versus* número de golpes, que definirá um ponto no gráfico. A partir de no mínimo cinco pontos, pode-se traçar uma reta chamada de curva de fluidez por DAS (2007). Convencionou-se o teor de umidade correspondente a 25 golpes como o valor do limite de liquidez (Figura 9).

Figura 9: Gráfico para determinação do LL.



Utilizando-se os resultados dos limites de plasticidade e de liquidez pode-se definir a plasticidade de um solo por meio do índice de plasticidade (IP). A plasticidade é normalmente definida como uma propriedade dos solos, fornecida pelos minerais de argila, que, consiste na maior ou menor capacidade de serem moldados, sob certas condições de umidade, sem variação do volume. Trata-se de uma das mais importantes propriedades das argilas (CAPUTO, 1975). No entanto, quando um material não apresenta plasticidade, considera-se o IP como nulo, ou seja, $IP = NP$ (não plástico).

Representando a quantidade de umidade necessária para um solo passar do estado plástico ao líquido, o IP é definido pela seguinte equação (5).

$$IP = LL - LP \quad (5)$$

onde IP é o índice de plasticidade [%]; LL é o limite de liquidez [%] e LP é o limite de plasticidade [%].

Este índice determina o caráter de plasticidade de um solo, assim, quanto maior o IP, mais plástico será o solo. Deste modo, Jenkins classificou os solos de acordo com o IP em:

- a) solo pouco plástico, quando $1 < IP \leq 7$;
- b) solo medianamente plástico, quando $7 < IP \leq 15$;
- c) solo altamente plástico, quando $IP > 15$.

No Quadro 2, são apresentados os valores típicos para alguns solos brasileiros dos índices de consistência LL e IP de acordo com Pinto (2000).

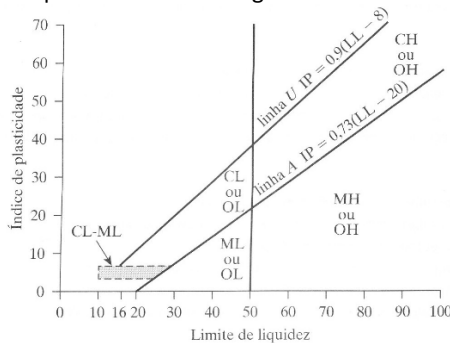
Quadro 2: Valores de LL e IP para alguns solos brasileiros.

Solos	LL %	IP %
Residuais de arenito (arenosos finos)	29 - 44	11 - 20
Residual de gnaiss	45 - 55	20 - 25
Argila porosa vermelha de São Paulo	65 - 85	25 - 40
Areias argilosas variegadas de São Paulo	20 - 40	5 - 15

Fonte: Pinto, 2000.

A partir do gráfico de plasticidade (Figura 10), pode-se fazer a classificação dos solos de grãos finos, onde as abscissas representam o LL e as ordenadas o IP. Os símbolos são constituídos por duas letras, sendo a primeira: M – que representa silte inorgânico; C – que representa argila inorgânica ou O – que representa siltes e argilas orgânicos. E, a segunda: L – baixa plasticidade ($LL < 50$) ou H – alta plasticidade ($LL > 50$).

Figura 10: Gráfico de plasticidade de Casagrande.



Fonte: Das, 2007.

O estudo sobre as propriedades das frações muito finas dos solos revela que a superfície da partícula sólida possui uma carga elétrica negativa, cuja intensidade depende primordialmente de suas características mineralógicas. As atividades físicas e químicas decorrentes dessa carga superficial constituem a chamada atividade da superfície do mineral (CAPUTO, 1975).

Neste sentido, a partir dos resultados do IP e da fração de argila no solo (%argila), que constituem partículas menores que 0,002mm, pode-se calcular a atividade das argilas, por meio da equação e classificação definida por Skempton (1953):

$$A = \frac{IP}{\%argila} \quad (6)$$

- a) argila inativa, quando $A < 0,75$;
- b) argila normal, quando $0,75 < A < 1,25$;
- c) argila ativa, quando $A > 1,25$.

2.1.5 Metodologia Miniatura Compactada Tropical - MCT

As dificuldades e deficiências existentes nos usos das classificações geotécnicas tradicionais quando empregadas em solos de clima tropical, estimularam o desenvolvimento, no início da década de 80, da metodologia MCT (Miniatura Compactada Tropical) para a classificação de solos tropicais, por Nogami e Villibor (1980; 1985).

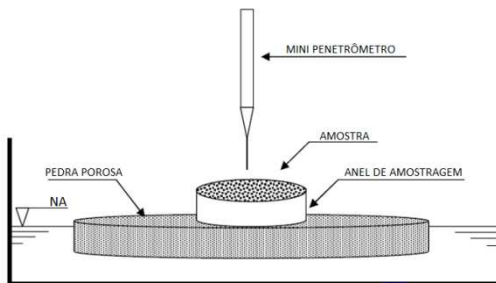
A classificação dos solos com o uso da metodologia MCT foi desenvolvida com base em propriedades mecânicas e hidráulicas de solos tropicais obtidas de corpos de provas compactados de dimensões reduzidas, em cilindros de 50mm de diâmetro. Esta metodologia abrange dois grupos de ensaios Mini-CBR e Mini-MCV (NOGAMI; VILLIBOR, 1995).

No entanto, apesar de essa classificação mostrar-se muito adequada ao estudo dos solos tropicais, Sant'Ana (2002) aponta alguns dos problemas, como a complexidade dos seus ensaios, a experiência adquirida dos laboratoristas com a metodologia tradicional, os investimentos em novos equipamentos e o próprio custo desses ensaios, que fizeram com que os pesquisadores da metodologia MCT buscassem procedimentos mais simplificados que atingissem os mesmos objetivos.

Neste sentido, o uso de um método expedito, de rápida e fácil execução foi proposto a partir da sequência dos trabalhos, apontados por Godoy (1997), de Nogami e Cozzolino (1985), Fortes (1990), Fortes e Nogami (1991), Nogami e Villibor (1994), Godoy et al. (1994), Nogami et al. (1995), Godoy et al. (1996), Nogami e Villibor (1995) e Takiya (1997).

O método expedito de pastilhas caracteriza-se pela observação do comportamento de deformabilidade (a partir da contração diametral por perda de umidade e pela expansão diametral por reabsorção d'água), resistência (a partir da penetração de um minipenetrômetro na pastilha de solo após esta ter sofrido reabsorção de água, conforme Figura 11) e permeabilidade (a partir do tempo para ascensão capilar d'água e capacidade de reabsorção após secagem prévia) de pastilhas de solo.

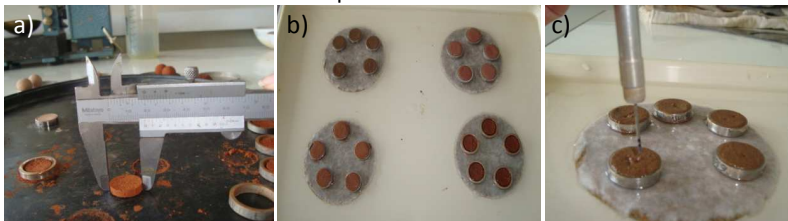
Figura 11: Penetração da pastilha de solo.



Fonte: Higashi, 2006.

O ensaio é de simples execução e pode ser dividido nas seguintes etapas: moldagem, com o material passante na peneira nº 40, abertura da malha de 0,42mm, são moldadas 5 pastilhas de solo em anéis de 20mm de diâmetro e 5mm de altura e secas na estufa; medida da contração diametral, após a secagem é medida com um paquímetro a contração em mm das pastilhas pela variação do seu diâmetro (Figura 12a); reabsorção de água, os anéis são colocados em pedras porosas saturadas e reumedecidos (Figura 12b), mede-se o tempo que a água leva para saturar a pastilha completamente e é observada a ocorrência de expansão ou trincamento; medida da penetração, utilizando o minipenetrômetro é medida sua penetração em mm nas pastilhas de solo (Figura 12c); e por fim, classificação, é realizada por meio dos dados obtidos de contração da pastilha de solo e penetração do minipenetrômetro inseridos no gráfico.

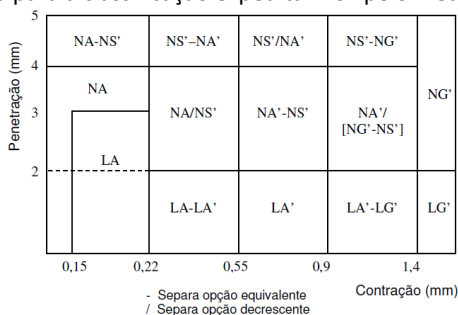
Figura 12: Procedimento do ensaio MCT: a) medida da contração diametral do solo da unidade Cpi; b) reabsorção de água pelas pastilhas de solo por meio de pedras porosas saturadas; c) medida da penetração do minipenetrômetro nas pastilhas de solo da unidade GHsq.



Ao contrário das classificações geotécnicas tradicionais, a MCT não utiliza a granulometria, o limite de liquidez e o índice de plasticidade. Realizada segundo Nogami e Villibor (1994; 1995), ela se dá com base nos valores de contração e penetração inseridos no gráfico da Figura 13.

A classificação MCT separa os solos tropicais em duas grandes classes: os de comportamento laterítico (L) e os de comportamento não laterítico (N). Essas duas classes se subdividem ainda em sete grupos: LG': argilas lateríticas e argilas lateríticas arenosas; LA': areias argilosas lateríticas; LA: areias com pouca argila laterítica; NG': argilas, argilas siltosas e argilas arenosas não-lateríticas; NS': siltes caulíníticos e micáceos, siltes arenosos e siltes argilosos não-lateríticos; NA': areias siltosas e areias argilosas não-lateríticas; NA: areias siltosas com siltes quartzosos e siltes argilosos não-lateríticos. Nas classificações, o símbolo - separa as opções equivalentes quanto ao grupo de solo e o símbolo / separa opções com menor grau de incidência.

Figura 13: Gráfico para a classificação expedita MCT pelo método das pastilhas.



Fonte: Nogami; Villibor, 1994; 1995.

Complementando a classificação, Godoy (1997) apresenta um sistema de classificação de solos a partir da moldagem de esferas, objetivando a criação de um método expedito de campo que faça a distinção do comportamento geotécnico dos solos tropicais, proporcionando uma hierarquização preliminar das amostras de solo ainda na fase de coleta. Deste modo, com o mesmo material utilizado nas pastilhas, são confeccionadas duas esferas de 20 mm de diâmetro e, depois de secas em estufa, a primeira é imersa em água e observado

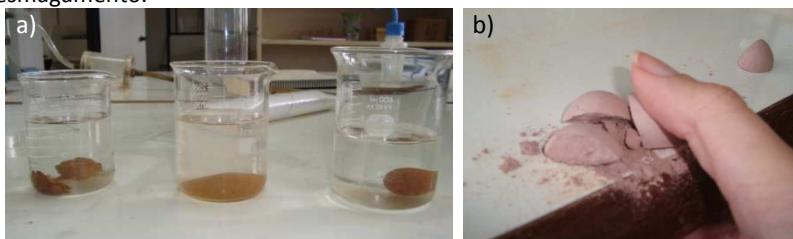
o seu comportamento (Figura 14a), que segundo Godoy (1997) poderá ser:

- a) a esfera se desagrega nos primeiros 10 segundos de imersão e os microagregados de solo resultantes podem ser identificados;
- b) a esfera se desagrega em até 2 horas e os microagregados de solo podem ser identificados;
- c) a esfera se rompe em blocos milimétricos;
- d) a esfera de solo se trinca ou não se altera.

A segunda é submetida ao esmagamento com o auxílio do dedo polegar (Figura 14b), podendo ocorrer as seguintes situações (GODOY, 1997):

- a) a esfera é quebrada sob pressão dos dedos polegar e indicador;
- b) a esfera é quebrada sob pressão do dedo polegar em uma superfície plana;
- c) a esfera não se quebra.

Figura 14: Ensaios com as duas esferas: a) comportamento das esferas dos solos das unidades Cc, Cgn e Cde, respectivamente, após 2 horas imersas em água; b) comportamento da esfera de solo da unidade Cf submetida ao esmagamento.



2.1.6 Permeabilidade

Permeabilidade é a propriedade que o solo apresenta em permitir o escoamento da água em seu interior por meio de vazios interconectados (DAS, 2007). A velocidade desse escoamento, por sua vez, é expressa numericamente pelo coeficiente de permeabilidade (k).

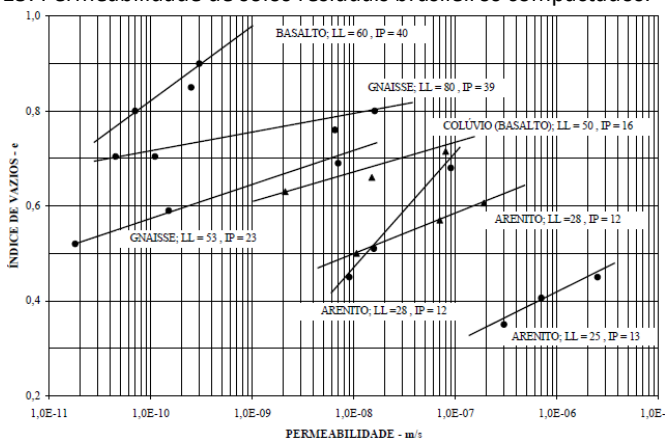
A determinação de k é realizada baseando-se na Lei de Darcy proposta em 1856, $v = k.i$, de acordo com a qual a velocidade de

percolação (v) é diretamente proporcional ao gradiente hidráulico (i). Ressalta-se que a Lei de Darcy é válida para o escoamento laminar, tal como é o escoamento na maioria dos solos naturais (CAPUTO, 1975). Foi convencionado expressar o valor de k em forma de potenciação.

O coeficiente de permeabilidade varia para os diferentes solos, sendo influenciado por: índice de vazios (e); granulometria do solo; viscosidade da água; estrutura, forma e rugosidade das partículas e grau de saturação do solo.

De acordo com Pinto (2000), em solos residuais e solos evoluídos pedologicamente, ainda que as partículas sejam pequenas, apresentam estrutura em macroporos, pelos quais a água escoar com maior facilidade. Neste sentido, os solos residuais podem apresentar coeficientes de permeabilidade distintos que dependem de inúmeros fatores. A Figura 15 demonstra os valores de permeabilidade para diferentes solos residuais.

Figura 15: Permeabilidade de solos residuais brasileiros compactados.



Fonte: Vargas, 1977.

A determinação do coeficiente de permeabilidade pode ser realizada diretamente pelos ensaios do permeâmetro de carga constante, utilizado para solos com permeabilidade elevada, normatizado pela NBR 13292/1995 e do permeâmetro de carga variável, utilizado para solos com permeabilidade baixa, normatizado pela NBR 14545/2000, e indiretamente por correlações com a granulometria e pelo ensaio de compressão confinada. Nesta pesquisa,

devido à facilidade de coleta da amostra indeformada em campo, foi realizado o ensaio de compressão confinada (adensamento), descrito a seguir, para a determinação de k .

2.1.6.1 Ensaio de compressão confinada

O ensaio de compressão confinada, normatizado pela ABNT por meio da MB3336/1990, tem por objetivo determinar as características de compressibilidade e adensamento dos solos.

O aparelho utilizado em laboratório para a determinação das características de adensamento de um solo, denominado edômetro (Figura 16a), aplica o princípio introduzido por Terzaghi, da compressão de uma amostra indeformada e inundada, de altura pequena em relação ao diâmetro, confinada lateralmente por um anel rígido, que permite as deformações volumétricas do corpo de prova sem permitir as deformações laterais (Figura 16b). No topo e na base do anel são colocadas pedras porosas que permitem a drenagem, conforme Figura 16c. Neste sentido, observa-se que o ensaio caracteriza-se por reproduzir uma condição de fluxo e deformação unidimensionais (DAS, 2007).

Figura 16: Ensaio de compressão confinada: a) equipamento utilizado no ensaio; b) montagem da célula de compressão confinada com o solo da unidade Ca; c) detalhe da aplicação da tensão normal na amostra inundada.



É aplicada uma tensão normal (σ) na superfície do corpo de prova por meio de um disco metálico rígido e a compressão

(deformação vertical) ao longo do tempo é medida com o auxílio de um leitor de deformação vertical. Admitindo-se os grãos sólidos como incompressíveis, a variação volumétrica se dará então, por meio da expulsão do ar e por meio do escoamento vertical da água intersticial pelos vazios do corpo de prova.

O ensaio é realizado aplicando-se uma sequência de tensões verticais (σ) por meio de carregamentos, que serão gradativamente aumentados, e ao final realiza-se o descarregamento. Para cada carregamento, a deformação vertical da amostra e o tempo correspondente são registrados, até que os excessos de poropressão tenham sido dissipados, traçando-se uma curva compressão do corpo de prova *versus* tempo (CAPUTO, 1975).

A partir do ensaio de compressão confinada pode-se determinar: a curva Índice de vazios *versus* tensão ($e \times \sigma$) e definir o índice de vazios para cada estágio de carregamento; os índices de compressão (C_c), de recompressão (C_r) e o de descarga (C_d); a tensão de pré-adensamento (σ'_p), o coeficiente de adensamento (C_v) e o coeficiente de permeabilidade (k).

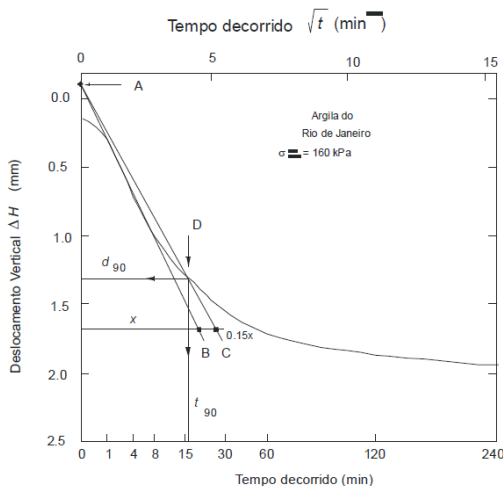
Para calcular o C_v utiliza-se o método de Taylor. De acordo com esse método, os resultados do ensaio em cada estágio de carregamento são plotados em um gráfico em que a abscissa é a raiz quadrada do tempo decorrido (\sqrt{t}) em minutos, e a ordenada, as leituras do leitor de deformação vertical (Figura 17).

A curva típica do ensaio é inicialmente acentuada, seguindo-se por um trecho retilíneo. No trecho inicial da curva traça-se uma reta tangente, interpolando-a entre os pontos experimentais e estendendo-a até encontrar o eixo das ordenadas. Traça-se uma segunda reta com o mesmo ponto no eixo das ordenadas (A) e com abscissa igual a 1,15 vezes a correspondente da primeira reta (C). A interseção da segunda reta traçada com a curva do ensaio (D) indica o ponto que teria ocorrido 90% do adensamento. Definindo esse ponto, determina-se o tempo em que isto ocorrerá (t_{90}). Calcula-se então o C_v pela equação (7).

$$C_v = \frac{0,848 \cdot h_{90}^2}{t_{90}} \quad (7)$$

onde C_v é o coeficiente de adensamento [cm^2/s]; h_{90} é o recalque em 90% [cm] e t_{90} é tempo em que ocorre 90% do adensamento [s].

Figura 17: Determinação de C_v pelo método de Taylor.



Fonte: Ortigão, 2007.

A partir do C_v , pode-se calcular o coeficiente de permeabilidade (k) utilizando-se a equação (8).

$$k = \frac{C_v \cdot a_v \cdot \gamma_a}{(1 + e_0)} \quad (8)$$

onde k é a permeabilidade [cm/s]; C_v é coeficiente de adensamento [cm²/s]; a_v é coeficiente de compressibilidade [cm²/kg]; γ_a é o peso específico da água [g/cm³]; e_0 é o índice de vazios inicial.

2.1.7 Resistência ao cisalhamento dos solos

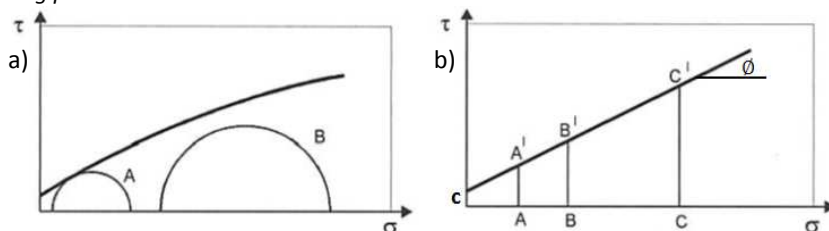
A ruptura dos solos é quase sempre um fenômeno de cisalhamento. De acordo com Pinto (2000), a resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura estiver ocorrendo. Logo, o estudo da resistência ao cisalhamento dos solos compreende a análise do estado de tensões que provoca a ruptura.

Nestas condições, os critérios de ruptura que melhor representam o comportamento dos solos são os de Mohr e Coulomb. De acordo com o critério de Mohr, a ruptura ocorre quando no plano de ruptura a combinação das tensões normais e cisalhantes (σ , τ) é tal

que a tensão de cisalhamento é máxima e só vai depender da tensão normal, isto é $\tau = f(\sigma)$. Esta combinação de tensões, avaliada por meio do círculo de Mohr, resulta em uma envoltória curva que circunscreve os círculos correspondentes à ruptura. Logo, não ocorrerá ruptura enquanto o círculo representativo do estado de tensões se encontrar no interior da envoltória curva, conforme Figura 18a (PINTO, 2000).

O critério de Coulomb estabelece que a resistência do solo é dada em uma função linear, instituindo que não há ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar o valor dado pela expressão $\tau = c + \sigma \cdot \varphi$ (Figura 18b). Sendo c e φ os parâmetros do solo coesão e coeficiente de atrito interno, podendo este ser expresso como a tangente de um ângulo, denominado ângulo de atrito interno, respectivamente, e σ a tensão normal existente no plano de cisalhamento (PINTO, 2000). Fazendo-se uma reta com a envoltória de Mohr, seu critério de resistência fica análogo ao de Coulomb, justificando a expressão critério de Mohr-Coulomb.

Figura 18: a) Representação do critério de Mohr, sendo o círculo B representativo de um estado de tensões em que não há ruptura e o círculo A, tangente à envoltória de Mohr, indicativo de um estado de tensões na ruptura. b) Representação do critério de Coulomb, a reta representa a equação $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$.



Fonte: adaptado de Pinto, 2000.

Deste modo, o critério de ruptura Mohr-Coulomb pode ser expresso por meio da equação (9):

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad (9)$$

onde τ é a tensão cisalhante [kPa]; σ a tensão normal ao plano [kPa]; c a coesão [kPa] e φ o ângulo de atrito interno [graus].

Em 1925, Terzaghi concluiu que somente as pressões efetivas por atrito de contato grão a grão mobilizam resistência ao cisalhamento, estabelecendo então, que a tensão total (σ) deveria ser substituída pela tensão efetiva (σ') na equação de Mohr-Coulomb. Assim, a equação passou a ser apresentada da seguinte forma:

$$\tau = c + \sigma' \cdot \text{tg}\phi \quad (10)$$

A tensão efetiva é dada por $\sigma' = (\sigma - \mu)$, ou seja, a subtração da tensão total pela tensão neutra ou poropressão (μ).

Hvorslev, ao analisar argilas saturadas, verificou que a coesão não apresenta um valor constante. Concluiu então, que o teor de umidade (w) modifica o comportamento do solo em relação à resistência, ou seja, que nessa situação a coesão (c) é função essencial do teor de umidade, $c = f(w)$. Desta forma, possibilitou que a equação fosse escrita da seguinte forma:

$$\tau = f(w) + (\sigma - \mu) \cdot \text{tg}\phi \quad (11)$$

Pode-se dizer, então, que a resistência ao cisalhamento dos solos depende dos chamados parâmetros de resistência: coesão e atrito.

2.1.7.1 Parâmetros de resistência dos solos

Coesão

De um modo geral, pode-se definir a coesão como a parcela de resistência ao cisalhamento de um solo, independente da tensão efetiva normal atuante, provocada pela atração físico-química entre partículas ou pela cimentação destas (ABNT NBR6502, 1995). Pode ser dividida em coesão verdadeira e coesão aparente.

A coesão verdadeira pode ser gerada pelas forças eletroquímicas de atração das partículas de argila ou ser resultante da cimentação. A cimentação é proporcionada por sílicas, carbonatos e óxidos, presentes nos contatos entre os grãos do solo e pode apresentar diversas origens como de processos pedogenéticos, processos deposicionais ou herdada da rocha de origem.

A coesão aparente, por sua vez, ocorre em solos parcialmente saturados ($0 < S < 100\%$), originada da atração entre os grãos de solo decorrente da presença de meniscos capilares nos contatos entre os grãos por meio da pressão capilar da água. Esse tipo de coesão é chamada de aparente, pois quando o solo é totalmente seco ou saturado, ela desaparece.

A coesão é uma característica típica dos solos muito finos (argilas ou siltes plásticos), diretamente ligado à consistência. A resistência ao cisalhamento de uma argila pura em determinadas condições de sollicitação, pode ser expressa por $\tau = c$ (BARATA, 1984).

Ângulo de atrito

Define-se atrito interno como a parcela da resistência ao cisalhamento de um solo, correspondente à força de atrito desenvolvida no deslizamento entre os grãos (ABNT NBR6502, 1995). Logo, o atrito ocorre quando se verifica tendência ao movimento, podendo ocorrer por deslizamento ou por entrosamento.

Por deslizamento, o atrito é gerado entre as superfícies dos grãos quando um tende a ser mover em relação ao outro, ressalta-se que, por possuírem uma superfície rugosa, há uma infinidade de contatos pontuais. Por entrosamento ou embricamento, o atrito é causado pelo encaixe entre os grãos do solo.

A resistência por atrito entre as partículas depende do coeficiente de atrito, e pode ser definida como a força tangencial necessária para ocorrer o deslizamento de um plano em outro paralelamente a este. Esta força também é proporcional à força normal ao plano. Na equação de Mohr-Coulomb é indicada pelo termo $\sigma \cdot \tan \varphi$. O ângulo formado entre a força normal e a resultante das forças, tangencial e normal, é chamado de ângulo de atrito (φ), sendo o máximo ângulo que a força cisalhante pode ter com a normal ao plano sem que haja deslizamento.

2.1.7.2 Ensaios geotécnicos para determinação dos parâmetros de resistência

Os parâmetros c e φ não são constantes de um solo, podendo ser determinados utilizando vários métodos como, a correlação empírica, os ensaios de campo ou os ensaios de laboratório.

A correlação empírica é uma maneira de determinar os parâmetros a partir de análises de resultados já obtidos por ensaios, sendo frequentemente utilizadas correlações com os resultados do ensaio SPT (*Standard Penetration Test*). Dentre os ensaios de campo realizados “*in situ*”, os mais empregados para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento são o ensaio de palheta ou *Vane Shear Test*, o ensaio CPT (*Cone Penetration Test*) e o ensaio pressiométrico ou PMT (*Pressiometer Ménard Test*). Dos ensaios realizados em laboratório, dois se destacam como os mais utilizados, o ensaio de compressão triaxial e o ensaio de cisalhamento direto.

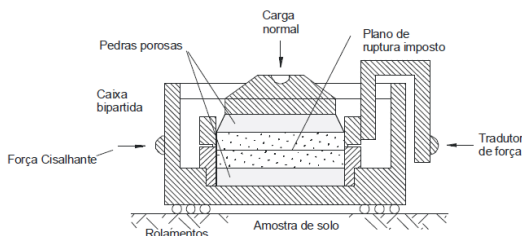
No estudo de estabilidade de taludes geralmente são realizados os ensaios de laboratório, destacando-se o ensaio de cisalhamento direto, que será apresentado a seguir, devido sua simplicidade, praticidade, facilidade de coleta e moldagem da amostra e rapidez na execução.

Ensaio de Cisalhamento Direto

Segundo Ortigão (2007), Pinto (2000) e Das (2007), o ensaio de cisalhamento direto é o procedimento mais antigo para determinar a resistência ao cisalhamento de um solo, e se baseia diretamente no critério de Mohr-Coulomb. O objetivo do ensaio é determinar qual a tensão de cisalhamento capaz de provocar a ruptura de uma amostra de solo, em um plano de ruptura predefinido.

O ensaio se caracteriza pela aplicação de uma tensão normal num plano e a verificação da tensão cisalhante que provoca a ruptura (Figura 19). O corpo de prova é colocado em uma caixa bipartida composta de duas seções (superior e inferior) destacáveis e duas pedras porosas, uma superior e outra inferior, permitindo a drenagem da amostra conforme o tipo de ensaio (Figura 20a e 20b).

Figura 19: Equipamento empregado no ensaio de cisalhamento direto.

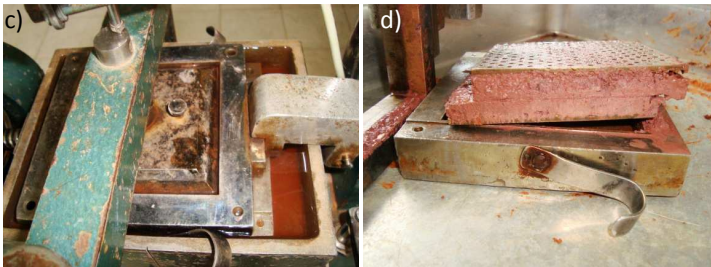


Fonte: Ortigão, 2007.

De um modo geral, o ensaio de cisalhamento direto pode ser dividido em dois estágios: o primeiro diz respeito à consolidação, consolida-se o corpo de prova por meio da aplicação da tensão normal, que é mantida constante; e o segundo estágio é o do cisalhamento, com o auxílio de uma máquina de deformação controlada, imprime-se deslocamento controlado à seção inferior da caixa (Figura 20c), aplicando então uma tensão cisalhante que é aumentada, gradativamente, até produzir a ruptura do corpo de prova por cisalhamento ao longo do plano de contato entre as duas seções da caixa, Figura 20d. A velocidade de ruptura constante é condicionada ao tipo de solo ensaiado, para as areias pode ser elevada, enquanto que para as argilas deve ser baixa, por apresentar baixa permeabilidade.

Figura 20: Ensaio de cisalhamento direto: a) montagem da caixa bipartida e corpo de prova do solo da unidade Ca; b) equipamento utilizado no ensaio; c) detalhe da aplicação da tensão cisalhante resultando no deslocamento da seção inferior da caixa bipartida; d) corpo de prova do solo da unidade Cf após a execução do ensaio.

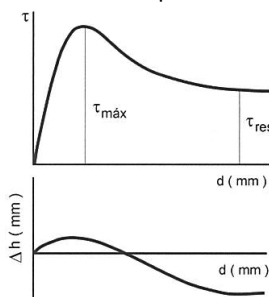




De acordo com Vargas (1977), embora haja pouca influência da presença da água no valor do ângulo de atrito, há uma notável influência sobre a coesão, que diminui com a inundação do solo. Assim, para se calcular a estabilidade de um talude que possa vir a inundar-se é necessário que o ensaio para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento seja feito em corpos de prova inundados. Neste sentido, os ensaios de cisalhamento direto foram realizados na condição inundada, eliminando a coesão aparente, a fim de simular uma condição crítica devido à ocorrência de precipitação.

A razão entre as forças normal e tangencial aplicadas e a área da seção transversal do corpo de prova indicam as tensões σ e τ que ocorrem na amostra. A tensão τ pode ser representada em função do deslocamento horizontal, no sentido do cisalhamento, onde se identificam a tensão de ruptura ($\tau_{\text{máx}}$) e a tensão residual (τ_{res}) conforme Figura 21. A tensão residual é aquela que o corpo de prova sustenta após ultrapassada a tensão de ruptura, somente em função da coesão e do atrito. Também é registrada a deformação vertical, indicando se houve diminuição ou aumento de volume durante o cisalhamento (PINTO, 2000).

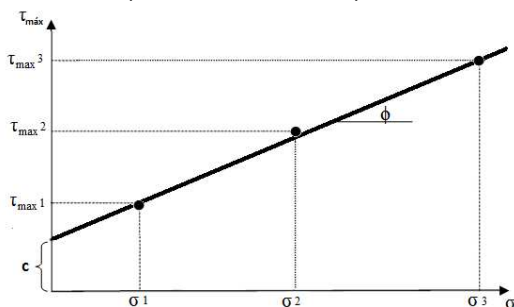
Figura 21: Representação do resultado típico do ensaio.



Fonte: Pinto, 2000.

O resultado do ensaio de cisalhamento direto em um corpo de prova compõe um ponto no diagrama de Mohr, pelo qual podem ser traçados vários círculos. No entanto, repetindo-se o ensaio para outras amostras com tensões normais diferentes, obtém-se um conjunto de pares de valores (σ, τ) , que marcados em um sistema cartesiano $\tau = f(\sigma)$, obtém-se a envoltória de resistência. Esta permite determinar os parâmetros c e ϕ , como mostrado na Figura 22.

Figura 22: Envoltória de ruptura Mohr-Coulomb para determinação de c e ϕ .



Ortigão (2007) aponta uma desvantagem no ensaio de cisalhamento direto em relação à imposição do plano de ruptura, segundo o autor, quando se trata de ensaiar solos aparentemente homogêneos, cujo plano de fraqueza não foi detectado *a priori*, pode-se incorrer no erro de se moldar o corpo de prova segundo a direção de maior resistência, obtendo-se assim, resultados desfavoráveis à segurança.

Classificação dos ensaios de cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto podem ser realizados em diferentes condições de consolidação e ruptura, tais como:

- a) CD - consolidado drenado (ou *s - slow*)
- b) CU - consolidado não-drenado (ou *r - rapid*)
- c) UU - não consolidado não drenado (ou *q - quick*)

Nos ensaios CD ou *s*, as tensões são aplicadas lentamente e é permitida a saída de água por meio das pedras porosas, deixando a pressão neutra constantemente desprezível e resultando na redução do volume do corpo de prova. Verifica-se que este tipo de ensaio fornece os maiores valores de resistência. Nos ensaios CU ou *r*, a pressão é aplicada lentamente, como no primeiro caso, no entanto, a saída de água não é permitida. Nos ensaios UU ou *q*, as tensões são aplicadas rapidamente e é impossibilitada a saída da água intersticial da amostra, apoiada sobre uma placa impermeável. Verificam-se os menores valores de resistência neste tipo de ensaio, no entanto, para solos parcialmente saturados, as diferenças de resultados não são tão sensíveis (CAPUTO, 1975).

Fatores que influenciam na resistência ao cisalhamento

- Solos arenosos ou não coesivos ($c = 0$)

Os solos arenosos têm como principal característica a elevada permeabilidade, logo, possuem drenagem livre e pressão neutra (μ) nula. Segundo Pinto (2000), os fatores que influenciam no valor do ângulo de atrito dos solos arenosos durante o cisalhamento são a forma dos grãos, a distribuição granulométrica e a compacidade.

Com relação à forma dos grãos, os solos arenosos constituídos por grãos esféricos e arredondados têm ângulo de atrito sensivelmente menor do que os constituídos por grãos angulares. Tal fato se deve a menor tendência a deslizarem entre si e ao maior entrosamento entre os grãos irregulares.

Quanto à distribuição granulométrica do solo, quando se apresenta bem distribuído granulometricamente, melhor é o entrosamento entre os grãos e, conseqüentemente, maior o ângulo de atrito e resistência ao cisalhamento.

Por fim, a compacidade está relacionada ao entrosamento entre os grãos do solo, e quanto maior a compacidade, maior é o ângulo de atrito. Logo, solos mais compactos são mais resistentes ao cisalhamento que solos fofos. Ressalta-se ainda que, quanto maior a compacidade e o entrosamento entre os grãos, maior a tendência da amostra em aumentar de volume durante o cisalhamento. Neste sentido, antes de atingir a ruptura, solos compactos aumentam e os solos fofos diminuem de volume.

Os autores, Caputo (1975), Barata (1984), Ortigão (2007), Pinto (2000) e Das (2007) apresentam valores típicos de ângulo de atrito para solos arenosos, que variam de 25 a 48°, dependendo do grau de compacidade, da granulometria, do tamanho e da forma dos grãos.

- Solos argilosos ou coesivos ($c > 0$; $\varphi = 0$)

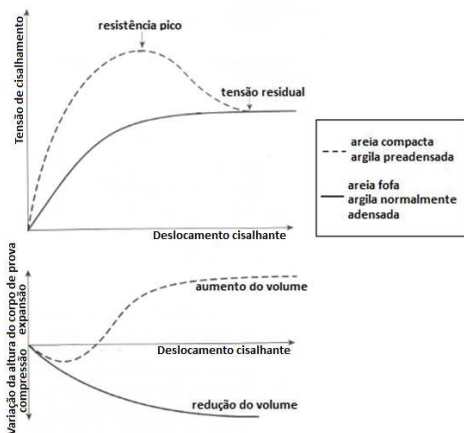
Os solos argilosos caracterizam-se por ser de baixa permeabilidade. Neste sentido, os principais fatores que influenciam na resistência ao cisalhamento são o estado de adensamento do solo, a sensibilidade de sua estrutura, as condições de drenagem e a velocidade de aplicação das cargas.

De acordo com estado de consolidação do solo argiloso, pode apresentar comportamentos diferentes quando relacionados à resistência. Um solo normalmente adensado é aquele que sofreu processo de adensamento ao longo do tempo, estando ainda submetido aos mecanismos que provocaram o adensamento. Um solo preadensado, por sua vez, é aquele que em algum momento esteve submetido a uma carga superior a que está agindo atualmente sobre ele, apresentando um comportamento mecânico diferenciado (ABNT NBR6502, 1995).

Deste modo, observa-se que o comportamento das argilas normalmente adensadas é bastante semelhante ao das areias fofas, devido sua coesão ser aproximadamente zero (DAS, 2007): lento acréscimo de tensão com a deformação horizontal e redução de volume durante o carregamento. Por outro lado, o comportamento de argilas confinadas a tensões significativamente menores do que a tensão de pré-adensamento é bastante semelhante ao das areias compactadas: acréscimos mais rápidos da tensão de cisalhamento, resistência de pico para pequenas deformações específicas, queda da

resistência após ter sido atingido o valor máximo e aumento de volume durante o processo de cisalhamento (PINTO, 2000). Esses comportamentos podem ser observados na Figura 23.

Figura 23: Comportamento típico de areias e argilas.



Fonte: adaptado de Das, 2007.

Quanto à sensibilidade, solos argilosos sensíveis quando amolgados apresentam resistências menores. Em relação à condição de drenagem e à velocidade de aplicação das cargas, a velocidade de escoamento da água influencia no desenvolvimento das pressões neutras (μ) apresentadas no momento da ruptura do solo, logo, em solos com baixa permeabilidade, para simular seu comportamento totalmente drenado em laboratório, as fases do ensaio devem ser suficientemente lentas para permitir a total dissipação de μ . Deste modo, quanto maior a velocidade na ruptura menor a resistência ao cisalhamento do solo.

Para solos argilosos residuais, a coesão e ângulo de atrito dependem de diversos fatores, não sendo possível oferecer valores típicos, salientando-se a importância dos ensaios laboratoriais.

2.1.8 Classificação dos solos

O objetivo da classificação dos solos é a individualização de grupos com características semelhantes, possibilitando prever seus comportamentos de forma a orientar análises e investigações de temas específicos. São inúmeros os métodos de classificação de solos, alguns são em função da sua origem, outros da estrutura, da evolução e da presença de matéria orgânica (PINTO, 2002).

De acordo com Das (2007), os sistemas de classificação normalmente utilizados no Brasil pelos geotécnicos empregam os índices de Atterberg e a granulometria para classificar os solos, destes, citam-se a classificação ASSHTO - *American Association of State Highway and Transportation Officials* (1945) e, principalmente, a classificação unificada SUCS - *Sistema Unificado de Classificação de Solos* (1952). Além disso, Nogami e Villibor (1994) abordaram em seus estudos um método de classificação para solos tropicais, o qual, utilizando a metodologia MCT, classificam os solos em lateríticos e não lateríticos conforme já apresentado.

Outra forma de classificar os solos é de acordo com as suas características pedológicas, que individualizam os solos de acordo com o grau de desenvolvimento dos seus horizontes A, B, C, RA e R, que apresentam características geotécnicas distintas entre si, diferenciados, principalmente por meio da coloração, estrutura, granulometria e consistência.

No entanto, quanto a sua origem, os solos são ainda classificados em dois grandes grupos, solos residuais e solos sedimentares, que serão apresentados a seguir.

2.1.8.1 Classificação geotécnica

Na classificação geotécnica os solos são divididos em residuais e sedimentares. Os solos residuais são formados e permanecem sobre sua rocha de origem. Neste sentido, sua composição depende do tipo e da mineralogia dessa rocha. Não existe um contato ou limite direto entre o solo e a rocha que o originou, ocorrendo uma transição gradual, o que normalmente reflete no aumento da resistência e na redução da compressibilidade com o aumento da profundidade.

Os solos sedimentares são transportados do local de sua formação por um agente transportador. Deste modo, são classificados a partir do tipo de agente transportador e do tipo de deposição, sendo aluvial (transportado pelo rio e depositado ao longo das margens), eólico (transportado e depositado pelo vento), lacustre (transportado pela água e depositado em lagos), marinho (transportado pela água e depositado no mar) e coluvial (transportado por gravidade e depositado na base das encostas).

Os solos sedimentares apresentam características geomecânicas em função do agente transportador, formando geralmente depósitos mais inconsolidados e fofos que os residuais e com profundidade variável (VARGAS, 1977).

Segundo Vargas (1977), nos solos sedimentares, distingue-se uma variedade especial, o solo orgânico, de fácil identificação pela cor escura e pelo odor característico, no qual o material transportado está misturado com quantidades variáveis de matéria orgânica vegetal ou animal decomposta. São materiais extremamente deformáveis, mas muito permeáveis devido o elevado índice de vazios, permitindo que os recalques, devidos a carregamentos externos, ocorram rapidamente.

Com relação à amostragem para a determinação das características geotécnicas do solo em laboratório, é importante que esta seja condizente com o tipo de solo a ser ensaiado, existindo dois tipos de amostras: deformadas e indeformadas. As amostras deformadas conservam todos os constituintes minerais do solo e sua umidade natural, mas não conservam sua estrutura original que é alterada pelo processo de extração, geralmente, são utilizadas para ensaios de caracterização. As indeformadas correspondem a solos que mantêm a sua estrutura original ao máximo, além de características como densidade e teor de umidade. Neste sentido, no momento da coleta, é importante que não haja a perturbação dos solos (deformação).

2.2 Os desastres naturais de novembro de 2008 em Santa Catarina

Devido a sua magnitude, o desastre natural ocorrido em novembro de 2008, foi considerado pela Defesa Civil como o mais severo da história do estado de Santa Catarina.

Do ponto de vista meteorológico, foi resultado de uma combinação de sistemas de diferentes escalas espaciais e temporais que culminaram em um volume elevado de precipitação entre os dias 20 e 24 de novembro, principalmente sobre a região do Vale do Itajaí. Essas precipitações intensas e concentradas provocaram numerosos movimentos de massa e inundações na bacia hidrográfica do Rio Itajaí, destacando-se o complexo do Morro Baú, que compreende parte dos municípios de Ilhota, Gaspar e Luiz Alves, como uma das regiões mais afetadas.

A magnitude desses eventos surpreendeu a população da área atingida, a Defesa Civil e o poder público, deixando um elevado saldo de vítimas fatais, pessoas desaparecidas, centenas de feridos e milhares de desalojados e desabrigados, além de grandes perdas materiais. Diante da precária situação, no dia 22 de novembro de 2008 o governo do estado decretou situação de emergência em Santa Catarina.

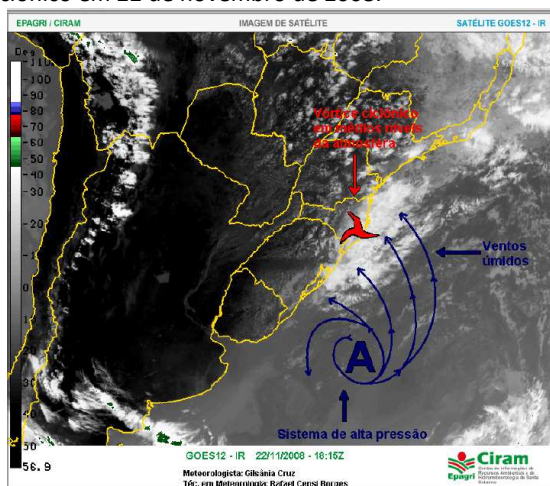
2.2.1 Aspectos meteorológicos

O evento extremo ocorrido no mês de novembro de 2008 foi precedido por um longo período de precipitação iniciado nos três meses anteriores. As precipitações, embora fracas, foram constantes, ocorrendo sua infiltração de forma lenta e gradativa no solo.

O ápice das precipitações foi ocasionado pelo estabelecimento e persistência de um bloqueio atmosférico causado por um anticiclone sobre o Oceano Atlântico. O anticiclone provocou ventos de leste e favoreceu o transporte de umidade do oceano para o continente. A partir do dia 19, o bloqueio atmosférico se intensificou, provocando o aumento dos ventos, que atingiram de forma praticamente perpendicular à costa catarinense, incrementando a intensidade das precipitações orográficas. No entanto, o aumento brusco das precipitações ocorreu após o dia 21, quando o bloqueio atmosférico foi combinado a um sistema de baixa pressão nos médios níveis da

atmosfera, conhecido por vórtice ciclônico (Figura 24) (DIAS, 2009). A partir do dia 24, a intensidade das precipitações diminuiu em consequência da desconfiguração do vórtice ciclônico e seu deslocamento para leste (CEPTEC/INPE, 2009).

Figura 24: Condição atmosférica demonstrando a combinação do anticlone e do vórtice ciclônico em 22 de novembro de 2008.



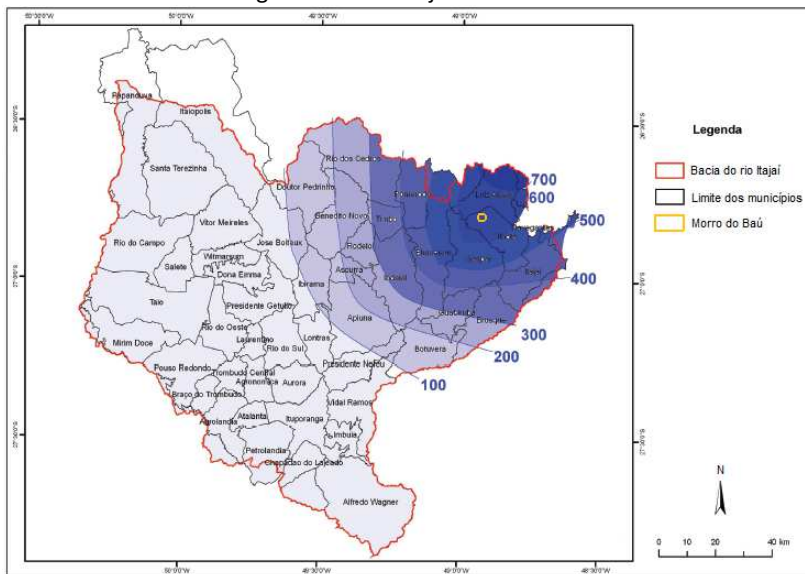
Fonte: Epagri/Ciram, 2008.

Logo, os dias que apresentaram a maior precipitação estão compreendidos entre 20 e 24 de novembro de 2008. Nos dias 20 e 21, a precipitação acumulada alcançou o valor de 100 e 150mm, respectivamente, e nos dias 22 e 23 foram registrados até 300 mm no Vale do Itajaí. A partir do dia 24, a intensidade de precipitação decresceu, porém chegou a acumular 150mm (DIAS, 2009).

Os municípios que apresentaram os maiores totais pluviométricos localizam-se próximos ao litoral norte de Santa Catarina, principalmente no Vale do Itajaí. A distribuição da precipitação na bacia do Rio Itajaí caracterizou-se por ser irregular, ocorrendo um elevado gradiente a nordeste e decrescendo a sudoeste, de acordo com a Figura 25 (SEVERO, 2009). Os valores máximos, de 700 a 500mm, ocorreram nos municípios de Luiz Alves, Ilhota, Gaspar e Blumenau. Pode-se ainda observar que a precipitação acumulada para

região do Morro Baú entre os dias 21 e 25 de novembro alcançou um total de 600mm.

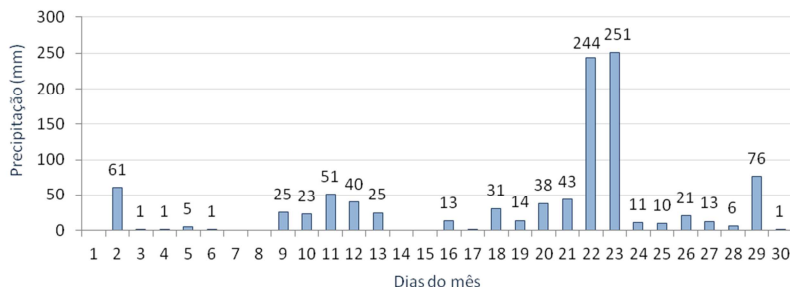
Figura 25: Total acumulado da precipitação em mm entre os dias 21 e 25 de novembro na bacia hidrográfica do Rio Itajaí.



Fonte: adaptado de Severo, 2009.

As precipitações concentradas de novembro superaram diversos recordes históricos. A estação meteorológica da Epagri/FURB, localizada em Blumenau, registrou entre os dias 1º e 30 de novembro de 2008, um total de 1.002mm, sendo que o recorde anterior obtido nesta estação era de 167,2mm, e na estação da ANA era de 281,8mm, registrados em 2006 e 1961, respectivamente (MINUZZI; RODRIGUES, 2009). A estação meteorológica registrou acumulados diários superiores a 200mm em Blumenau, chegando a cerca de 250 mm nos dias 22 e 23 (Figura 26).

Figura 26: Distribuição diária da precipitação no mês de novembro em Blumenau.



Fonte: IPA/FURB, 2008.

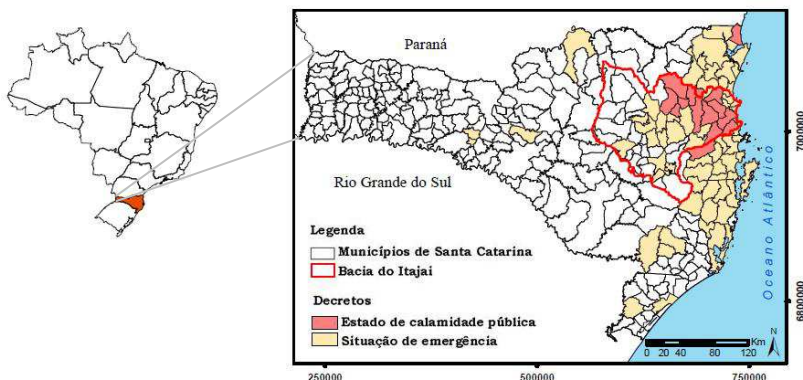
2.2.2 Os afetados

Os desastres naturais ocorridos no mês de novembro de 2008 afetaram mais de 1,5 milhões de habitantes do estado de Santa Catarina. Foram identificados mais de 4 mil pontos de movimentos de massa e registradas inundações na maioria dos municípios do Vale do Rio Itajaí, que chegou a subir 11 metros no município de Itajaí nos dias 23 e 24 (DIAS, 2009).

De acordo com o relatório da Defesa Civil (2008), totalizaram-se 5.617 desabrigados, 27.236 desalojados e 135 vítimas fatais. Em relação ao número de óbitos, os desastres provocaram mortes em 16 municípios catarinenses, com destaque a Ilhota, Blumenau e Gaspar com o maior número, sendo 46, 24 e 21, respectivamente. Ainda há 2 pessoas desaparecidas, pertencentes aos municípios de Gaspar e Ilhota.

Devido aos danos causados à população e à infraestrutura, 63 municípios decretaram situação de emergência e outros 14 decretaram estado de calamidade pública, destes praticamente todos localizados na bacia hidrográfica do Rio Itajaí (Figura 27).

Figura 27: Situação decretada nos municípios de Santa Catarina até o dia 8 de dezembro de 2008, após os desastres naturais de novembro de 2008.



2.3 Movimentos gravitacionais de massa

Os movimentos de massa são considerados como processos naturais, onde há o transporte de volumes de solo e rochas pela vertente abaixo sob influência da gravidade (CHRISTOFOLLETTI, 1979; SELBY, 1993). Existem na natureza vários tipos de movimentos de massa os quais envolvem uma grande variedade de materiais, processos e fatores condicionantes.

Deste modo, devido a essa grande variedade, diversos autores realizaram a classificação dos movimentos de massa. Internacionalmente, a mais utilizada é a classificação elaborada por Varnes (1978). No Brasil, destacam-se as desenvolvidas por Freire (1965), Guidicini e Neible (1984), Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo - IPT (1991) e Augusto Filho (1994). Segundo Augusto Filho (1994), os movimentos de massa são classificados em: rastejo (*creep*), queda de bloco (*rock fall*), fluxo (*flow*) e deslizamento (*landslide*). Esta classificação realizada basicamente em função da velocidade do fenômeno, tipo de material, geometria e teor de água, é a mais utilizada no país e também será adotada neste trabalho.

Os rastejos são movimentos muito lentos e contínuos de camadas superficiais sobre camadas mais profundas de solo que ocorrem nas vertentes. São causados por tensão de cisalhamento interna suficiente para causar deformação, mas insuficiente para causar rupturas. Geralmente, envolvem grande quantidade de

material, cuja movimentação normalmente é provocada pela ação da gravidade (GUIMARÃES et al., 2008; HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008; CAPUTO, 1975).

As quedas são movimentos rápidos de blocos de rochas de volume e geometria variáveis pela ação da gravidade (GUIDICINI; NEIBLE, 1984). Típicos de área com relevo muito íngreme e paredes rochosas, sua ocorrência é favorecida pela presença de descontinuidades na rocha, tais como fraturas e bandamentos composicionais, assim como pelo avanço do intemperismo físico e químico (HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008; FERNANDES; AMARAL, 2003).

Os fluxos são movimentos rápidos nos quais os materiais se comportam como fluidos altamente viscosos devido à elevada umidade (GUIDICINI; NEIBLE, 1984; IPT, 1991). São iniciados pelos processos de ruptura de encostas com deslizamentos onde a massa deslizada segue a calha fluvial mobilizando um expressivo volume de material em um curto período de tempo, com grande velocidade e capacidade de transporte, o qual alcança grandes distâncias, podendo atingir inclusive áreas planas. Com alto poder de destruição, a ocorrência dos fluxos de detritos em novembro de 2008, foi relacionada às elevadas precipitações e à presença de encostas declivosas, longas e vales encaixados.

Os deslizamentos caracterizam-se como rápidos, de curta duração, com plano de ruptura bem definido, podendo ainda ser facilmente identificados os volumes instabilizados (FERNANDES; AMARAL, 2003; CARVALHO et al., 2007). São feições geralmente longas, podendo apresentar uma relação comprimento-largura de cerca de 10:1 (SUMMERFIELD, 1991 apud FERNANDES; AMARAL, 2003). O principal agente deflagrador deste processo são as chuvas.

Os deslizamentos são geralmente divididos com base no tipo de material movimentado e na forma do plano de ruptura. Quanto ao material movimentado pode ser constituído por rocha, solos residuais ou sedimentos. Quanto à forma do plano de ruptura os deslizamentos subdividem-se em rotacionais e translacionais.

Os deslizamentos rotacionais (*slumps*) possuem uma superfície de ruptura curva, côncava para cima, ao longo da qual se dá um movimento rotacional da massa de solo. Dentre as condições que mais favorecem a geração desses movimentos destaca-se a existência de solos espessos e homogêneos, sendo comum em encostas compostas

por material de alteração homogêneo originado de rochas argilosas como argilitos e folhelhos (FERNANDES; AMARAL, 2003). Na região onde se localiza a área de estudo, os deslizamentos rotacionais foram movimentos de massa importantes e bastante numerosos, embora de menor porte, quando comparados aos translacionais. Segundo Tomazzoli et al. (2009), eles ocorreram principalmente nas áreas mais urbanizadas e, quase sempre, relacionados a ações antrópicas como cortes de talude inadequados ou sobrecarga da encosta devido ao peso de construções.

Os deslizamentos translacionais (*translational landslide*) são os mais frequentes entre todos os tipos de movimentos de massa, principalmente nas encostas serranas brasileiras, ocorrendo predominantemente em solos pouco desenvolvidos das vertentes com altas declividades. Sua geometria caracteriza-se por uma pequena espessura com comprimentos bem superiores as larguras, onde o plano de ruptura encontra-se, na grande maioria das vezes, em profundidades que variam entre 0,5m e 5,0m (FERNANDES; AMARAL, 2003; CARVALHO et al., 2007; HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008).

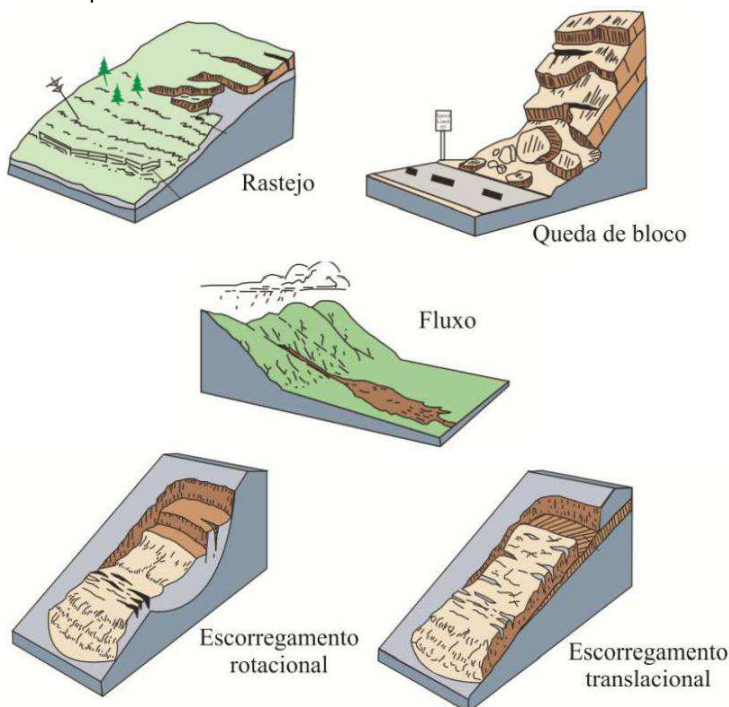
Os deslizamentos translacionais, de acordo com Santos (2004), têm probabilidade crescente de ocorrer a partir de episódios de chuvas de 100 mm/dia antecedidas por chuvas de saturação nos 3 a 4 dias precedentes. Segundo Fernandes e Amaral (2003) e Guidicini e Nieble (1984), geralmente se originam em planos de fraqueza ou ao longo da interface solo-rocha, a qual representa uma importante descontinuidade mecânica e hidrológica. A dinâmica hidrológica nestes movimentos possui caráter mais superficial e as rupturas tendem a ocorrer rapidamente, devido ao aumento da poropressão positiva durante eventos pluviométricos de alta intensidade ou duração que reduz a resistência ao cisalhamento (SELBY, 1993).

Tomazzoli et al. (2009) afirmam que os deslizamentos translacionais rasos foram os movimentos de maior porte e mais importantes na região onde se localiza a microbacia do Ribeirão Baú porque deslocaram os maiores volumes de solo, rochas e detritos. Os deslizamentos costumam ocorrer em áreas montanhosas logo abaixo de rupturas de declive positivas, quando se passa de uma inclinação menor para uma inclinação maior, em encostas retilíneas com inclinação superior a 30° (SANTOS, 2004).

Os diferentes tipos de movimentos de massa, ilustrados na Figura 28, dependem das condições locais como: estrutura geológica, características geotécnicas dos solos, declividade, orientação e forma das vertentes, área de contribuição, intensidade e distribuição das precipitações.

No entanto, sua classificação muitas vezes é difícil de ser realizada, pois a observação de um dado movimento na natureza não é simples. Há dificuldades derivadas das atividades antrópicas e das rápidas transformações que ocorrem nas cicatrizes dos deslizamentos, mas também associadas à própria complexidade dos fenômenos, onde muitos movimentos são deflagrados como deslizamentos translacionais e se transformam gradativamente em fluxo devido ao excesso de água (FERNANDES et al., 2001) ou ainda um deslizamento rotacional pode desestabilizar o pé da encosta desencadeando outros tipos de movimentos de massa.

Figura 28: Tipos de movimentos de massa.



Fonte: adaptado de USGS, 2004.

2.4 Mapeamento de áreas suscetíveis a deslizamentos

Os deslizamentos são um dos principais processos erosivos na evolução das encostas e, segundo a Defesa Civil da ONU (1993), no elenco dos desastres naturais que afetam a humanidade, foram considerados grandes causadores de prejuízos e mortes, situando-se apenas abaixo dos causados por terremotos e inundações (FERNANDES; AMARAL, 2003). Neste contexto, a prevenção adquire importância no sentido de possibilitar o desenvolvimento de medidas que minimizem e evitem os efeitos trágicos causados por estes eventos naturais. Logo, os estudos para a previsão da ocorrência de deslizamentos vêm ganhando importância nas áreas geológicas, geomorfológicas, hidrológicas e geotécnicas.

Inúmeras são as formas de compreensão e investigação destes fenômenos, o que compõe a elaboração de diversas metodologias. A maioria destas metodologias é voltada para a determinação das áreas mais suscetíveis a ocorrência do fenômeno ou a sua probabilidade, outras, no entanto, consideram, além da possibilidade de ocorrência, os danos envolvidos (FERNANDES et al., 2001).

Guimarães et al. (2008) apresentam os principais métodos de previsão de áreas suscetíveis a deslizamentos, que podem ser divididos em quatro grupos: análise da distribuição dos movimentos de massa no campo; análise a partir de mapeamentos geomorfológicos e/ou geotécnicos; aplicação de modelos com bases estatísticas e aplicação de modelos matemáticos. Dois desses métodos merecem destaque por serem utilizados nessa pesquisa para a identificação das áreas suscetíveis a deslizamentos na microbacia do Ribeirão Baú: a análise a partir do mapeamento geotécnico e a aplicação de modelo matemático.

2.4.1 *Mapeamento Geotécnico*

De acordo com a UNESCO (1979), o mapeamento geotécnico é definido como um tipo de mapa geológico que fornece uma representação generalizada de todos os componentes do ambiente geológico de significado no planejamento do uso da terra, em projetos, construções e manutenção aplicados a obras de Engenharia Civil e Engenharia de Minas. Em outra abordagem, Pejon (1992) analisa o

mapeamento geotécnico como um processo científico de investigação da natureza, que permite a obtenção de um produto tecnológico a ser utilizado para propiciar uma melhor compreensão dos fenômenos naturais. Higashi (2006), por sua vez, define o mapeamento geotécnico como uma metodologia, que orienta a construção de um mapa onde são representadas as principais características geomecânicas do solo, que pode ser utilizado na previsão de seu comportamento, possibilitando a aplicação em projetos ambientais e de engenharia.

A utilização crescente de cartas ou mapas geotécnicos levou a Comissão de Cartografia Geotécnica da *International Association of Engineering Geology* (IAEG) a padronizar a classificação das cartas geotécnicas, a descrição das características de solos e rochas, as unidades e as simbologias. Neste contexto, um mapa geotécnico é composto por um conjunto de zonas ou polígonos chamados de unidades geotécnicas, caracterizadas por apresentarem solos com perfis de origem e características físicas e morfológicas semelhantes (DAVISON DIAS, 1995) e com homogeneidade em relação às características dos comportamentos hidráulico e mecânico, supondo-se que essa homogeneidade corresponde a uma resposta semelhante a um mesmo tipo de solicitação mecânica.

Segundo Higashi (2006) a aplicação do mapeamento geotécnico tem sido realizada em diferentes áreas, como no planejamento territorial, erosão, estabilidade de encostas, estudo de compressibilidade de solos, de materiais para pavimentação e mapas geoambientais. No estudo da estabilidade de encostas, o mapeamento geotécnico é considerado uma importante ferramenta geradora de subsídios para atuar na identificação dos fatores e processos envolvidos, buscando representar de forma gráfica a caracterização do ambiente físico e do comportamento geomecânico dos solos e, assim, a distribuição espacial dos movimentos de massa utilizando Sistemas de Informações Geográficas (SIGs).

Neste contexto, alguns trabalhos que estudaram a estabilidade de encostas a ocorrência de movimentos de massa a partir de mapas geológico-geotécnicos em diferentes escalas foram citados por Guimarães (2000): Barroso e Barroso (1996), Mendonça et al. (1996) e Alves (1999); e por Higashi (2006): Bastos et al. (1998), Amaral e Lara (1998), Gomes (1998), Calijuri et al. (2001) e Saito et al. (2005) e ainda Amaral Junior (2007). No entanto, Higashi (2006) destaca que apesar

do grande número de trabalhos na área de mapeamento geotécnico que envolve a análise de áreas de risco à instabilidade de encostas, poucas são as pesquisas onde os parâmetros de resistência coesão e ângulo de atrito são determinados. Assim, devido a grande variabilidade desses parâmetros espacialmente e em profundidade, a delimitação em áreas por meio de unidades de solos de comportamento geomecânico semelhante torna-se uma tarefa difícil e pouco confiável.

Diversas metodologias desenvolvidas no mundo para a elaboração de mapas geotécnicos são citadas por Higashi (2006). No Brasil, pesquisadores e entidades desenvolveram metodologias voltadas às áreas tropicais e seus solos característicos, como a metodologia do Instituto de Geologia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), Metodologia do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT), Metodologia proposta por Zuquette (EESC-USP) e Metodologia desenvolvida por Davison Dias (UFRGS). Esta última foi escolhida para realização do mapa geotécnico da área de estudo por ser empregada na região sul e por considerar a pedologia como ciência orientadora do comportamento geomecânico.

A metodologia proposta por Davison Dias (1995) surgiu a partir da necessidade de caracterizar grandes áreas de solos tropicais, onde não se tem a possibilidade de realizar um grande volume de ensaios geotécnicos. Sugere o cruzamento dos mapas litológico, oriundo de um mapa geológico, e pedológico para a definição preliminar das unidades geotécnicas com semelhante comportamento do solo relacionando-o com a sua gênese.

De acordo com Davison Dias (1995), para cada unidade geotécnica a geologia permite inferir as características do horizonte de alteração da rocha (horizonte saprolítico) e a pedologia permite inferir características dos horizontes superficiais dos seus perfis típicos. A topografia auxilia ainda na definição dos limites entre as unidades, possibilitando a modelagem de sequências topográficas com base nas curvas de nível, levando-se em conta que de acordo com a declividade existem variações nos tipos de solos, utilizando indiretamente as feições de relevo (*landforms*) de Zuquette (1987) para a caracterização do solo (HIGASHI, 2006).

2.4.2 Modelos matemáticos

Os modelos matemáticos objetivam reproduzir os sistemas ambientais a partir de equações físicas que buscam descrever o comportamento dos processos que influenciam um fenômeno. Esses modelos podem ser divididos em estocásticos ou probabilísticos e determinísticos. Os modelos estocásticos ou probabilísticos geralmente adotam análises com bases estatísticas, que, de acordo com Tominaga (2009), conferem menor subjetividade aos mapeamentos de áreas suscetíveis, possibilitando a replicabilidade. Os modelos determinísticos, por sua vez, fundamentam-se em noções matemáticas de relações exatas, de causa e efeito, e consistem num conjunto de afirmações matemáticas, a partir das quais consequências únicas podem ser deduzidas (GUIMARÃES et al., 2008).

Com o avanço tecnológico na área de geoprocessamento, o modelamento vem ganhando importância e sendo cada vez mais popularizado, permitindo o surgimento de novos métodos de análise e previsão de áreas suscetíveis a deslizamentos. Neste contexto, a modelagem matemática se destaca por ser capaz de prever a distribuição espacial e temporal dos deslizamentos dentro de uma determinada área, permitindo que medidas preventivas possam ser implementadas antes da ocorrência do fenômeno, logo, possibilitando a mitigação de seus danos (RAMOS et al., 2002).

Segundo Fernandes e Amaral (2003), os modelos matemáticos são importantes por permitirem testes de hipóteses bem específicas, seja em escala pontual, da encosta, quanto em escala local ou regional, da bacia de drenagem. Cabe destacar, que este tipo de modelo não permite a interferência do operador no resultado final, sendo que a sua subjetividade está relacionada à escolha dos parâmetros de entrada na modelagem. Portanto, os resultados obtidos são baseados em processos físicos e não nas técnicas de geoprocessamento (GOMES, 2006). No entanto, para a utilização satisfatória de modelos matemáticos na previsão de áreas suscetíveis fazem-se necessárias observações do sistema para uma melhor compreensão dos diferentes mecanismos e fatores condicionantes envolvidos, o que requer ensaios de campo e monitoramento desses processos (KOBAYAMA; MANFROI, 1999; FERNANDES et al., 2001).

Neste contexto, para a previsão de deslizamentos translacionais, destacam-se modelos que utilizam equações de análise de estabilidade com base na teoria do talude infinito em conjunto com modelos hidrológicos, como o modelo estocástico SINMAP (*Stability Index Mapping*) e o modelo determinístico SHALSTAB (*Shallow Landsliding Stability Model*), desenvolvidos por Pack et al. (1998) e Montgomery e Dietrich (1994), respectivamente.

Esses dois modelos matemáticos disponíveis gratuitamente apresentam base física semelhante, utilizando como dados de entrada o MDT, a partir do qual são obtidos as variáveis topográficas, e parâmetros hidrológicos e geotécnicos. Entretanto, a diferença entre eles está relacionada na forma de quantificar a instabilidade. Enquanto o SINMAP define o índice de estabilidade (SI) como a probabilidade de uma região ser estável, assumindo distribuições uniformes de parâmetros sobre intervalos de incerteza, os quais estão associados aos métodos de determinação, à variabilidade espacial e a necessidade de regionalização dos parâmetros ligados ao solo e a precipitação (PACK et al., 1998). O SHALSTAB quantifica a instabilidade do terreno em termos de chuva crítica efetiva necessária para desencadear a ruptura, em uma relação de causa e efeito.

Estudos comparativos entre SINMAP e SHALSTAB foram realizados por Meisina e Scarabelli (2007) na Itália e por Michel (2011) no Brasil. Os primeiros autores observaram que ambos os modelos definiram o mesmo local como mais suscetível a deslizamentos translacionais. Numa análise individual, consideraram que o SINMAP demonstrou êxito na identificação dos locais afetados pelos deslizamentos, identificando 78% das ocorrências. No entanto, a quantidade de áreas classificadas como instáveis pelo modelo foi superestimada. Quanto ao modelo SHALSTAB, os resultados obtidos mostraram-se coerentes com a realidade da área de estudo. O segundo autor concluiu que os dois modelos apresentaram desempenhos satisfatórios quando aplicados a uma bacia hidrográfica do estado de Santa Catarina, destacando, entretanto, que o SHALSTAB teve melhor desempenho devido a sua capacidade de detectar os pontos de deslizamento sem designar grandes porcentagens de área instável dentro da bacia.

2.4.2.1 Modelo SHALSTAB

Desenvolvido nos EUA por Dietrich e Montgomery, o SHALSTAB é um modelo matemático determinístico utilizado na identificação de áreas suscetíveis a ocorrência de deslizamentos translacionais rasos. Posteriormente, foi automatizado para utilização em SIG por Dietrich e Montgomery (1998), tornando possível a espacialização dos dados.

A partir de sua automatização, muitos estudos foram realizados em regiões de clima temperado, no oeste dos Estados Unidos (DIETRICH; MONTGOMERY, 1998) e na Itália (MEISINA; SCARABELLI, 2007; D'AMATO AVANZI et al., 2009), obtendo sucesso. No Brasil, o modelo SHALSTAB foi aplicado em diversas regiões de clima tropical em estudos que apontam resultados satisfatórios. No Rio de Janeiro foi utilizado em áreas do Maciço da Tijuca por Guimarães (2000), Guimarães et al. (2003), Fernandes et al. (2001) e Gomes (2006) e nos municípios de Magé, Petrópolis e Itatiaia por Carvalho Junior et al. (2005), Silva (2006) e Carvalho et al. (2009), respectivamente. Em São Paulo, por Listo e Carvalho Vieira (2012) e na Serra de Cubatão por Vieira et al. (2009). Em Minas Gerais na região do Quadrilátero Ferrífero por Ramos et al. (2002), em Juiz de Fora por Zaindan e Fernandes (2009) e em Ouro Preto por Redivo et al. (2004). Na Bahia, por Ramos (2003) no Subúrbio Ferroviário de Salvador. E, em Santa Catarina por Higashi e Michel (2010) em sub-bacias do Rio Tubarão e na bacia do Rio Cunha em Rio dos Cedros por Michel (2011) e Reginatto (2013).

Gomes (2006) ao analisar a correspondência dos deslizamentos ocorridos em campo com o mapa de instabilidade gerado pelo SHALSTAB demonstrou que o resultado obtido na previsão de deslizamentos teve bastante acurácia. Segundo o autor, esta eficiência está relacionada à sua característica de não delegar às técnicas de SIG o poder de decisão para definição das áreas suscetíveis à ocorrência de deslizamentos rasos, mas sim aos processos hidrológicos e mecânicos, que privilegiam o controle topográfico no desencadeamento da ruptura.

Neste sentido, Ramos et al. (2002) e Fernandes et al. (2001) destacam que uma das principais características do modelo é considerar a topografia como fator determinante na deflagração dos deslizamentos. Deste modo, o modelo incorpora em suas análises os

parâmetros topográficos declividade, relacionada ao equilíbrio entre escoamento superficial e infiltração da água no solo, e área de contribuição da bacia, relacionada à influência das porções côncavas do relevo (*hollows*) nos caminhos que a água percorre como locais potenciais de saturação; e os parâmetros do solo coesão, ângulo de atrito, massa específica natural das partículas sólidas e espessura.

A fundamentação matemática do SHALSTAB é composta por dois módulos que serão descritos a seguir: um de estabilidade de encosta infinita, que combina parâmetros geotécnicos e topográficos para simular o grau de estabilidade de uma determinada porção do solo localizada sobre o afloramento rochoso; e o outro hidrológico de estado uniforme, que utiliza parâmetros geomorfológicos e hidrológicos para estimar o grau de saturação do terreno.

Modelo de estabilidade de encostas

Pode-se expressar a estabilidade de uma encosta pela razão entre as tensões estabilizadoras (σ) e as tensões responsáveis por sua desestabilização (τ). O modelo de estabilidade que compõe o SHALSTAB baseia-se na teoria do talude infinito. Esta teoria considera uma extensão ilimitada de solo sobre uma superfície inclinada e o fluxo de água paralelo a esta superfície. Nesta análise, as tensões cisalhante e normal são consideradas para a base de uma coluna de solo e os efeitos causados pelo atrito nas laterais e nas extremidades são ignorados. Deste modo, com base nessas considerações, Guimarães (2003) concluiu que a teoria ajusta-se melhor a deslizamentos translacionais rasos em solos com contato direto com o maciço rochoso e em regiões onde o comprimento da encosta é bem superior a espessura do solo.

Na teoria do talude infinito a resistência ao cisalhamento do solo é dada segundo o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, podendo ser expressa com base na tensão efetiva pela equação (12).

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \cdot \tan \varphi \quad (12)$$

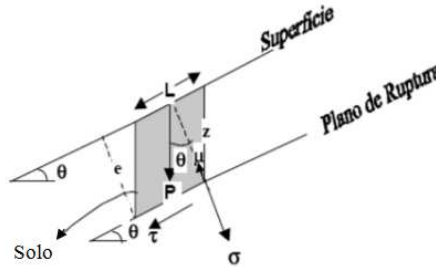
onde τ é a tensão de cisalhamento [kPa]; σ é a tensão normal no momento de ruptura [kPa]; μ é a poropressão [kPa]; φ é o ângulo de atrito entre os grãos [graus] e c' é a coesão efetiva [kPa].

Na análise de um talude infinito o bloco está inserido no interior do solo. Desse modo, com base na Figura 29 a determinação do valor do peso do bloco (P) pode ser feita por meio da equação (13), colocando-se e em função de z ($e = z \cdot \cos\theta$):

$$P = L \cdot \rho_s \cdot g \cdot z \cdot \cos\theta \quad (13)$$

onde P representa o peso do bloco [N]; L o comprimento do bloco [m]; ρ_s a densidade do solo [kg/m^3]; g a aceleração da gravidade [m/s^2]; z a espessura vertical do bloco [m] e θ a declividade [graus].

Figura 29: Componentes da força peso relacionados com as tensões que agem em um deslizamento, onde: τ é a tensão cisalhante, σ é a tensão normal, θ é a declividade, z é a espessura do bloco de solo, e é a espessura do bloco perpendicular à superfície, μ é a poropressão, L é o comprimento do bloco e P é o peso do bloco.



Fonte: adaptado de Gomes, 2006.

Como pode ser observada na Figura 29, a componente do peso paralela à encosta representa a tensão cisalhante (τ) e a componente do peso perpendicular à encosta representa a tensão normal (σ). Desta forma, podem-se expressar as tensões τ e σ em força por unidade de área dividindo as componentes da força peso pela largura do bloco, por meio das seguintes equações:

$$\tau = \frac{P \cdot \sin\theta}{L} \quad (14)$$

$$\sigma = \frac{P \cdot \cos\theta}{L} \quad (15)$$

Então, substituindo a equação (13) nas equações (14) e (15) obtém-se:

$$\tau = \rho_s \cdot g \cdot z \cdot \cos\theta \cdot \sin\theta \quad (16)$$

$$\sigma = \rho_s \cdot g \cdot z \cdot \cos^2\theta \quad (17)$$

A poropressão (μ) ilustrada na Figura 29 é caracterizada pela pressão a que está submetida a água situada nos poros do solo e atua no sentido de aliviar a tensão normal do solo. Esta variável pode ser expressa por:

$$\mu = \rho_a \cdot g \cdot h \cdot \cos^2\theta \quad (18)$$

onde ρ_a é a densidade da água [kg/m^3] e h é a altura da coluna d'água dentro da camada de solo [m].

A partir dessa análise do talude infinito, é possível substituir as equações (16), (17) e (18) na equação de Mohr-Coulomb (12):

$$\rho_s \cdot g \cdot z \cdot \cos\theta \cdot \sin\theta = c' + (\rho_s \cdot g \cdot z \cdot \cos^2\theta - \rho_a \cdot g \cdot h \cdot \cos^2\theta) \cdot \tan\varphi \quad (19)$$

O modelo SHALSTAB expressa a equação (19) em função de h/z , denominado proporção da coluna de solo saturado, por meio da equação (20). Esta equação pode ainda ser representada considerando a inexistência da coesão do solo, conforme descrita na equação (21).

$$\frac{h}{z} = \frac{c'}{\rho_a \cdot g \cdot z \cdot \cos^2\theta \cdot \tan\varphi} + \frac{\rho_s}{\rho_a} \cdot \left(1 - \frac{\tan\theta}{\tan\varphi}\right) \quad (20)$$

$$\frac{h}{z} = \frac{\rho_s}{\rho_a} \cdot \left(1 - \frac{\tan\theta}{\tan\varphi}\right) \quad (21)$$

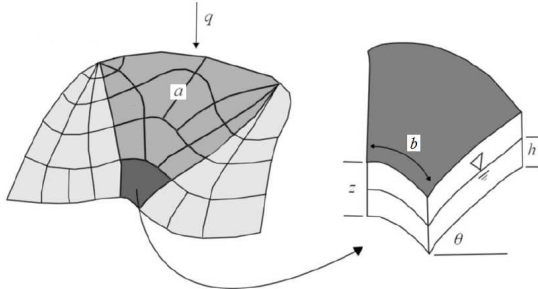
A partir dessas equações, o modelo pode designar estabilidade e instabilidade incondicionais para algumas regiões. A primeira situação ocorre quando a razão h/z é igual a 1, considerado incondicionalmente estável (ou seja, o relevo da encosta é tão suave que mesmo se o solo estiver saturado não ocorrerá a ruptura). A segunda situação acontece quando a razão h/z é igual a 0 (zero), considerado incondicionalmente instável (ou seja, a declividade da encosta é elevada, propícia a ruptura mesmo se o solo estiver sem saturação).

Modelo hidrológico

O modelo hidrológico baseia-se nos princípios de Beven e Kirkby (1979), os quais demonstram que a saturação de um solo em função da topografia está relacionada com a razão da área de drenagem que capta a água (a) que é conduzida ao local de escoamento à jusante passando por uma unidade de comprimento de contorno (b) pela declividade da encosta (θ) (Figura 30).

A partir desses estudos, O'Loughlin (1986) desenvolveu um modelo que assume um estado uniforme de recarga que simula o padrão de variação espacial da umidade, definida como a parcela saturada do solo que ocorre durante uma época chuvosa. Desta maneira, o nível de saturação do solo é obtido por meio da relação entre a água que entra no sistema sob a forma de recarga uniforme e a água que sai dele por meio da camada saturada do solo.

Figura 30: Representação do modelo hidrológico de estado uniforme, onde: q é a taxa de recarga uniforme, a é a área de contribuição a montante, b é o comprimento de contorno unitário, z é a espessura do solo, h é a altura da coluna de água e θ é a declividade.



Fonte: adaptado de Montgomery e Dietrich, 1994.

Pode-se expressar a quantidade total de água que entra no sistema (Q_e) pela área de contribuição por meio da equação (22).

$$Q_e = q \cdot a \quad (22)$$

onde Q_e é a quantidade total de água que entra [m^3/d]; q é a taxa de recarga uniforme [mm/d] e a é a área de contribuição a montante [m^2].

Considerando a condutividade hidráulica saturada (K_s) constante para toda camada de solo acima da rocha impermeável, a quantidade total de água que sai (Q_s) pela camada saturada, ou seja, pelo escoamento subsuperficial pode ser expressa pelo produto da velocidade do fluxo pela seção transversal da área de saída. A área da seção transversal saturada é expressa em função da projeção vertical de h (equação 23), a velocidade do fluxo é expressa com base na Lei de Darcy (equação 24).

$$S = h \cdot \cos\theta \quad (23)$$

$$v = K_s \cdot i \quad (24)$$

onde S é a área da seção transversal saturada [m^2]; h é a altura da coluna d'água [m]; θ é a declividade [graus]; v é a velocidade do fluxo [m/s]; K_s é a condutividade hidráulica saturada [m/d] e i é o gradiente hidráulico [m/m].

O gradiente hidráulico (i) é o quociente entre a carga hidráulica e o comprimento do meio poroso a ser percorrido. A carga hidráulica é representada pela diferença altimétrica entre o ponto inicial e o ponto final do escoamento, e o comprimento do meio poroso pelo comprimento da encosta. Desta maneira, i pode ser representado por $\sin\theta$. Assim, acrescentando o comprimento (b), a quantidade total da água que sai (Q_s) é expressa pela equação (25).

$$Q_s = K_s \cdot \sin\theta \cdot h \cdot \cos\theta \cdot b \quad (25)$$

onde Q_s é a quantidade total da água que sai [m^3/d] e b é o comprimento de contorno unitário [m].

Quando ocorre a condição uniforme, a quantidade total da água que entra é igual àquela que sai do sistema ($Q_e=Q_s$), isto é, a equação (22) torna-se igual à equação (25), ou seja:

$$q \cdot a = K_s \cdot \sin\theta \cdot h \cdot \cos\theta \cdot b \quad (26)$$

Quando o solo está inteiramente saturado, a quantidade de água que sai pela camada de solo se torna máxima ($Q_{s\text{máx}}$) e a equação (25) modifica-se para:

$$Q_{s_{m\acute{a}x}} = K_s . \text{sen}\theta . z . \cos\theta . b \quad (27)$$

O parâmetro de transmissividade do solo (T), ou seja, como o solo distribui a água pelo sistema, é função do produto de K_s por e , sendo expresso pela equação (28).

$$T = K_s . z . \cos\theta \quad (28)$$

onde T é a transmissividade [m^2/d].

Desta forma, substituindo a equação (28) na equação (27), se expressa $Q_{s_{m\acute{a}x}}$ por:

$$Q_{s_{m\acute{a}x}} = T . b . \text{sen}\theta \quad (29)$$

O'Loughlin definiu a umidade (W) como a parcela saturada do solo em um dado estado uniforme de recarga, ou seja, que nos locais onde o fluxo de água recebido supera a capacidade do solo em transmiti-lo, ocorre sua saturação. Desta forma, o nível de saturação do solo é obtido por meio da relação entre Q_e e $Q_{s_{m\acute{a}x}}$, expresso pela equação (30).

$$W = \frac{Q_e}{Q_{s_{m\acute{a}x}}} = \frac{q . a}{T . b . \text{sen}\theta} \quad (30)$$

onde W é a umidade do solo [m/m].

Substituindo as equações (26) e (27) na (30), obtém-se:

$$W = \frac{K_s . \text{sen}\theta . h . \cos\theta . b}{K_s . \text{sen}\theta . z . \cos\theta . b} \quad (31)$$

Assim, resolvendo a equação (31), é possível colocar o modelo hidrológico em função h/z , que representa a proporção saturada da espessura do solo, conforme Montgomery e Dietrich (1994).

$$W = \frac{h}{z} = \frac{q}{T} . \frac{a}{b . \text{sen}\theta} \quad (32)$$

Combinação entre o modelo de estabilidade de encosta e o modelo hidrológico

A partir da razão h/z , pode-se realizar a combinação entre os dois modelos igualando-se as equações (20) - que considera a coesão, e (32), resultando na equação (33).

$$\frac{q \cdot a}{T \cdot b \cdot \text{sen}\theta} = \frac{c'}{\rho_a \cdot g \cdot z \cdot \cos^2\theta \cdot \text{tg}\varphi} + \frac{\rho_s}{\rho_a} \cdot \left(1 - \frac{\text{tg}\theta}{\text{tg}\varphi}\right) \quad (33)$$

A equação (33) é resolvida pela rotina automatiza do SHALSTAB em função de dois parâmetros hidrológicos, q e T .

$$\frac{q}{T} = \frac{b}{a} \cdot \text{sen}\theta \cdot \left[\frac{c'}{\rho_a \cdot g \cdot z \cdot \cos^2\theta \cdot \text{tg}\varphi} + \frac{\rho_s}{\rho_a} \cdot \left(1 - \frac{\text{tg}\theta}{\text{tg}\varphi}\right) \right] \quad (34)$$

Montgomery e Dietrich (1994) recomendam que para o cálculo de q/T é necessário utilizar os valores em escala logarítmica, sendo representado pela equação (35).

$$\text{Log} \frac{q}{T} = \frac{b}{a} \cdot \text{sen}\theta \cdot \left[\frac{c'}{\rho_a \cdot g \cdot z \cdot \cos^2\theta \cdot \text{tg}\varphi} + \frac{\rho_s}{\rho_a} \cdot \left(1 - \frac{\text{tg}\theta}{\text{tg}\varphi}\right) \right] \quad (35)$$

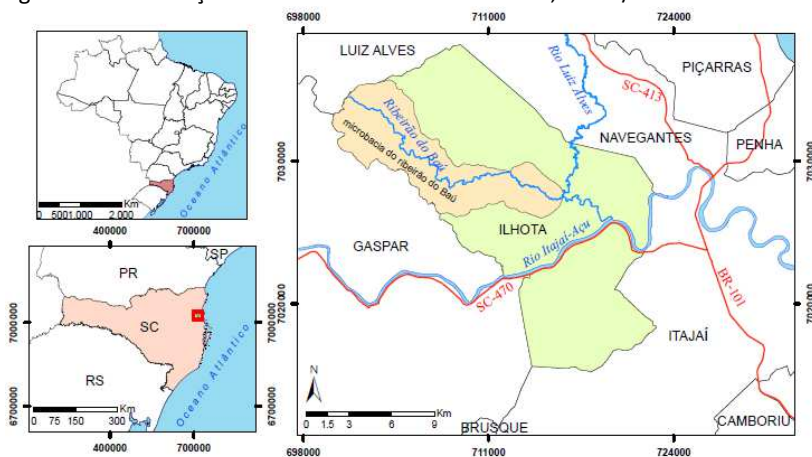
Segundo Dietrich e Montgomery (1998), o modelo calcula o grau de suscetibilidade a deslizamentos translacionais para cada célula (*pixel*) dentro de uma malha (*grid*). Deste modo, a partir da equação (35), Montgomery e Dietrich (1994) determinaram classes de estabilidade em função do parâmetro livre q/T .

Foram agrupados em uma mesma classe todos os *pixels* com valores considerados incondicionalmente estáveis e em outra classe os considerados incondicionalmente instáveis. Os valores intermediários foram divididos em classes de transição entre essas duas classes, isto é, valores mais próximos daqueles considerados incondicionalmente instáveis necessitam de pouca quantidade de precipitação para ocorrer deslizamento, enquanto áreas com valores próximos daqueles considerados incondicionalmente estáveis necessitam de muita precipitação.

3. ÁREA DE ESTUDO

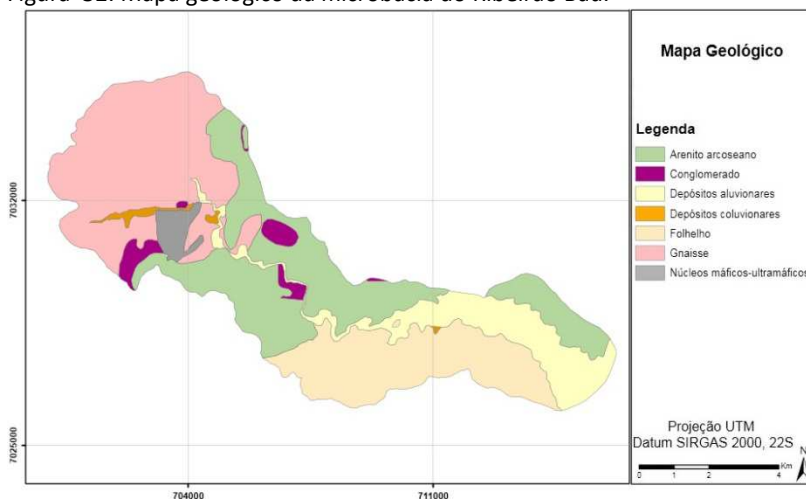
O Ribeirão Baú pertence à bacia do Rio Luiz Alves, como afluente de sua margem direita. A microbacia do Ribeirão Baú localiza-se na porção noroeste do município de Ilhota (SC), com uma área de 62,7 km² (Figura 31).

Figura 31: Localização da microbacia do Ribeirão Baú, Ilhota/SC.



A microbacia do Ribeirão Baú, de acordo com o mapa na escala original 1:50.000 elaborado pelo projeto “Análise e mapeamento das áreas de risco a movimentos de massa e inundações nos municípios de Gaspar, Ilhota e Luiz Alves (Complexo do Morro do Baú), SC”, é composta pelos seguintes domínios geológicos e litológicos: Complexo Luiz Alves - gnaisse e núcleos máficos-ultramáficos, Grupo Itajaí - arenito arcoseano, conglomerado e folhelhos, e Sedimentos Quaternários - depósitos aluvionares e coluvionares (Figura 32).

Figura 32: Mapa geológico da microbacia do Ribeirão Baú.



O Complexo Luiz Alves é mais frequente nas cotas mais altas da microbacia, representado na maior parte pelo gnaíse. Essas rochas são as mais antigas do estado, formadas no período Arqueano (mais de 2,5 bilhões de anos), com eventos retro-metamórficos relacionados ao paleoproterozóico e neoproterozóico. Caracteriza-se por rochas metamorfasadas na fácies granulito e anfibolito. Além do hiperstênio, horblenda e biotita, são constituídos por plagioclásio, feldspato potássico e quartzo, além de minerais secundários como clorita e sericita provenientes de alterações hidrotermais (ÉGAS, 2011; KAUL et al. 2002).

O Complexo Granulítico apresenta-se cortado por numerosas falhas e zonas de cisalhamento, com destaque para o lineamento ou zona de cisalhamento Perimbó, com características rúpteis-dúcteis e direção principal N55°E, que coloca as rochas deste complexo em contato com as rochas do Grupo Itajaí (SCHROEDER, 2006). Ocorrem também falhas e zonas de cisalhamento nos quadrantes N80°E, N20°E e N30°W. Estas estruturas controlam os vales fluviais profundos e retilíneos que apresentam encostas com alta declividade, onde ocorreram grandes movimentos de massa condicionados pelo relevo acidentado associado a solos espessos. Estes vales, muitas vezes, são preenchidos por depósitos sedimentares colúvio-aluvionares (TOMAZZOLI et al., 2012).

O Grupo Itajaí foi mapeado em diversos setores da microbacia, no Morro Baú e na área central. Consiste em sedimentos depositados no final do Proterozóico Superior (há cerca de 500 milhões de anos), correspondendo a uma bacia molássica brasileira localizada sobre os granulíticos do Complexo Luiz Alves, limitado por falhas e zonas de cisalhamento. A Bacia do Itajaí (Grupo Itajaí), segundo Schroeder (2006), é combinada da base para o topo de: conglomerado e arenitos de leques aluviais, pacotes onde predominam arenitos com geometria sigmoidal de frente deltaica, depósitos de conglomerados e arenitos com estratificações festonadas de origem fluvial, ritmitos turbidíticos e pelitos marinho profundo. Muitas camadas de tufos estão interdigitadas com os sedimentos da bacia.

Em sua porção basal, ocorrem arenitos arcoseanos associados a conglomerados (Conglomerado Baú). Essas rochas ocorrem em camadas superpostas com pequenas a médias inclinações para sul-sudeste, constituindo elevações do tipo mesa ou em forma de *cuesta*, devido às inclinações mais pronunciadas. O Morro Baú pode ser interpretado como uma elevação desse tipo, sendo constituído pela superposição de camadas inclinadas de conglomerado e arenito que estão mais fortemente cimentadas por sílica, conferindo grande resistência dessas rochas à erosão diferencial (TOMAZZOLI et al., 2009).

Por último, os Depósitos Quaternários englobam tanto os terraços arenosos antigos, possivelmente pleistocênicos, como os depósitos de pé de encosta e os aluviões subatuais. São constituídos, geralmente, por uma alternância de níveis ou lentes arenosas e argilosas, mal selecionadas, com a presença frequente de horizontes de seixos e calhaus, os quais se tornam mais expressivos próximos às áreas fontes. A estratificação cruzada é frequente, bem como o acamadamento gradacional e estruturas de colapso (ÉGAS, 2011).

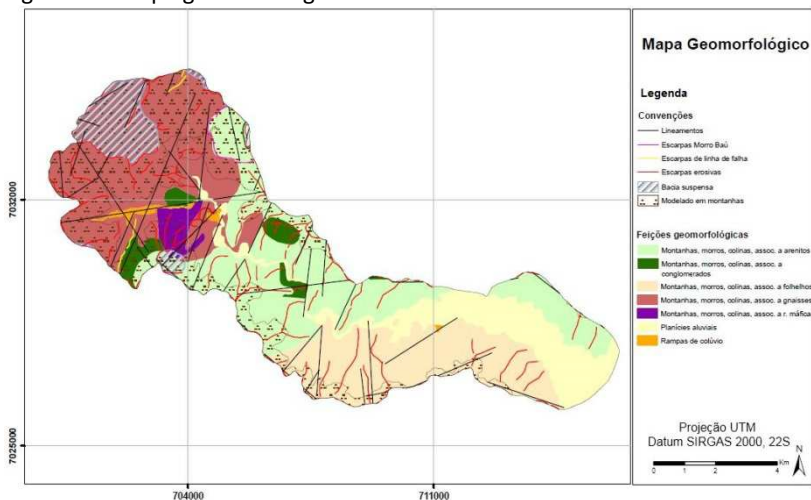
Os depósitos de colúvio-elúvio e aluviões recentes, de idade Holocênica, são constituídos por sedimentos inconsolidados, com grande variação granulométrica, incluindo depósitos areno-argilosos e areno-siltico argilosos, com estratificação incipiente ou ausente, incluindo depósitos *in situ* (KAUL et al., 2002).

Os depósitos aluvionares são constituídos por areias, cascalheiras e sedimentos siltico-argilosos inconsolidados, depositados em planície de inundação, terraços e calhas da rede fluvial no período

Holocênico (KAUL et al., 2002). Localizam-se em maior área a leste da microbacia – nas áreas mais baixas, na jusante do Ribeirão Baú.

Com relação à geomorfologia, de acordo com o mapeamento realizado pelo projeto “Análise e mapeamento das áreas de risco a movimentos de massa e inundações nos municípios de Gaspar, Ilhota e Luiz Alves (Complexo do Morro do Baú), SC” em escala original 1:50.000; na microbacia ocorrem as seguintes feições: Montanhas, morros, colinas associadas a gnaisses e a núcleos máficos-ultramáficos (pertencentes ao domínio morfoestrutural Embasamentos em Estilos Complexos); Montanhas, morros, colinas associadas a arenitos, a folhelhos e a conglomerados (pertencentes a Coberturas Molassóides e Vulcanitos associados); Planícies aluviais e Rampas de colúvio (pertencentes a Depósitos Sedimentares Quaternários) (Figura 33).

Figura 33: Mapa geomorfológico da microbacia do Ribeirão Baú.



O Domínio Morfoestrutural Embasamentos em Estilos Complexos é composto pelas unidades geomorfológicas montanhas, morros, colinas associadas aos gnaisses e aos núcleos máficos-ultramáficos. No mapeamento realizado pelo projeto Gerenciamento Costeiro (GERCO), essas unidades são chamadas por Serras cristalinas litorâneas.

Essas unidades caracterizam-se pelo relevo montanhoso, configurando-se como um modelado de dissecação com vales bem

encaixados fechados, podendo conter terraços alveolares, topos extensos convexo-côncavos e vertentes com diferentes graus de inclinação por vezes desdobradas em patamares, variando a declividade entre 45% e 75% (24° a 37°). Ocorrem geralmente como resultado da intensa erosão fluvial em decorrência do sistema morfoclimático quente e úmido atuante na área (ROSA, 2002).

Ocorrem ainda alguns trechos com relevo colinoso, de vales pouco encaixados, abertos, conformando colinas de declividade entre 8 e 20% (5° a 11°); relevo em morrarias (outeiro), com vales encaixados, mais fechados, constituindo elevações convexo-côncavas conformando morros, a declividade das vertentes varia entre 20 e 45% (11° e 24°) (ROSA, 2002); e relevo escarpado no Morro do Baú, caracterizado pelas cornijas rochosas de arenito com mais de 100 metros de altura formando um topo anguloso, com encostas de declividade das vertentes superior a 75% (>37°) correspondendo a escarpa monoclinal (TOMAZZOLI et al., 2012).

De acordo com Égas (2011), o relevo ainda apresenta escalonamentos e desenvolvimento de bacias suspensas, como no Ribeirão Baú Seco (Figura 33). Feições geomorfológicas de facetas triangulares e quebra de declividades nos perfis longitudinais dos rios indicam presença de falhas com reativação recente. Ainda observam-se grandes lineamentos N30°E que recortam todo o Maciço do Baú no norte do Vale do Rio Itajaí.

O Domínio Morfoestrutural Coberturas Molassóides e Vulcanitos associados é composto pelas unidades geomorfológicas montanhas, morros, colinas associadas às rochas sedimentares do Grupo Itajaí conglomerado, arenito e folhelho. Essas unidades são chamadas pelo projeto GERCO de morros e colinas do médio e baixo Itajaí-Açú.

Este domínio corresponde a uma sucessão de camadas e estratos sedimentares, com manifestações vulcânicas intercaladas, tendo sido ou não afetadas por ligeiro metamorfismo. É caracterizado pela alternância entre tipos de modelados de dissecação que resultaram em colinas e morrarias de pequena amplitude altimétrica, com vertentes convexizadas. Os rios que drenam as planícies apresentam geralmente vale de fundo plano e eventualmente em “V” aberto. Apresenta ainda contato com as planícies aluviais bem marcado na paisagem (ROSA, 2002).

Por fim, pertencentes aos Depósitos Sedimentares Quaternários têm-se as Planícies aluviais e Rampas de colúvio, caracterizados por ser modelado de acumulação.

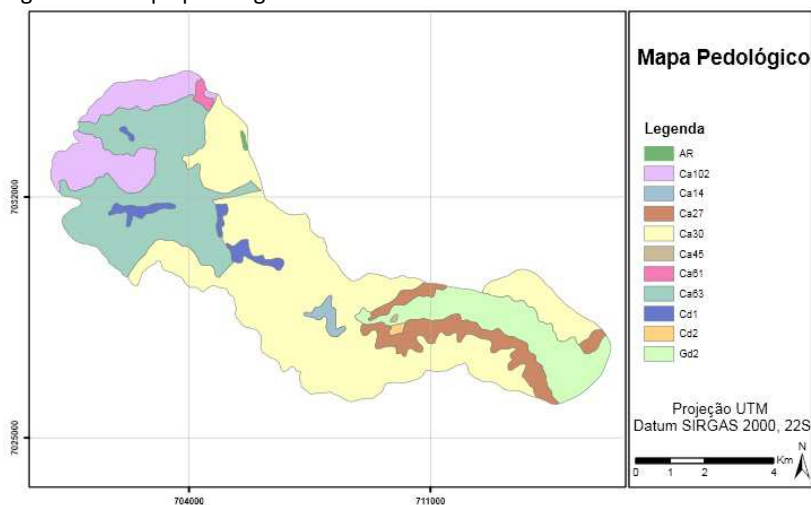
A unidade geomorfológica rampas de colúvio é composta por sedimentos colúvio-aluvionares, de idade provavelmente pleistocênica, que ocorrem comumente na forma de rampas constituindo os depósitos dos sopés de vertente e aluviões subatuais (ROSA, 2002).

A unidade geomorfológica planícies aluviais é composta por sedimentos aluvionares holocênicos, que constituem os terraços e planícies formadas por argilas, areias e siltes inconsolidados oriundos da deposição fluvial em planícies de inundação e calhas fluviais. Foi formada em virtude dos perfis longitudinais com declives acentuados, associados aos elevados índices pluviométricos ocorrentes na vertente atlântica (ROSA, 2002). Geralmente, estão associadas a rampas e leques de colúvio que ocorrem no pé das encostas.

O modelado de acumulação em terraço aluvial caracteriza-se por ser uma área plana, levemente inclinada, apresentando rupturas de declive em relação ao leito do rio e às várzeas. Pode apresentar-se dissecado devido a mudanças no nível de base e consequentes retomadas erosivas (ROSA, 2002).

Quanto à pedologia, as dez unidades presentes na microbacia pertencem a três classes distintas, sendo uma classificada como Gleissolo distrófico (Gd2) e duas como Cambissolo, diferenciado em álico (Ca14, Ca27, Ca30, Ca45, Ca61, Ca63 e Ca102) e distrófico (Cd1 e Cd2); e o Afloramento Rochoso (AR) (Figura 34). Nas siglas a letra maiúscula representa os tipos de solo (Gleissolo ou Cambissolo), a letra minúscula as características de fertilidade e o número as informações referentes à textura e relevo, conforme o mapeamento realizado pelo projeto GERCO - 3ª fase em 2003, em escala 1:100.000.

Figura 34: Mapa pedológico da microbacia do Ribeirão Baú.



Os Cambissolos são oriundos de materiais de diversas origens e encontrados em condições climáticas variadas, tendo em vista essa diversidade, são classificados em álicos, distróficos e eutróficos. Compreende solos de origem mineral, não hidromórficos, com horizonte B incipiente, de textura franco-arenosa ou mais argilosa, geralmente apresenta teores uniformes de argila. Apresenta ainda diferença do horizonte A para B em casos em que há descontinuidade litológica ou estratificação do material de origem (EMBRAPA, 2009).

Os Cambissolos originados do Complexo Luiz Alves apresentam saturação de bases variável, normalmente argila de atividade baixa e textura argilosa e muito argilosa. Quando derivados de rochas como gnaisses, granitos, migmatitos, xistos e filitos, em geral, apresentam teores de fragmentos de rocha e/ou de minerais primários facilmente intemperizáveis maiores que 4%, pelo menos na areia fina. No Grupo Itajaí, compostos de siltitos, folhelhos, arenitos, conglomerados e outros, aparecem os Cambissolos álicos com argila de atividade alta ou baixa, textura argilosa e presença ou não de seixos na massa do solo. Nas áreas do Quaternário do período Holoceno, com coberturas mais recentes de depósitos aluvionares, os Cambissolos são muito diversificados devido aos diferentes tipos de sedimentos depositados. Podem ser álicos, distróficos ou eutróficos, com atividade da argila

baixa ou alta e textura variando de média a muito argilosa (SHIMIZU et al., 2003).

Gleissolos compõem solos minerais, hidromórficos, com horizonte A ou H seguido de horizonte glei, que se inicia a menos de 40 cm da superfície. São medianamente profundos, mal drenados e com permeabilidade muito baixa. Possuem textura variável, mas com predomínio das frações argila e silte sobre a fração areia no horizonte subsuperficial. Originados sobre sedimentos do Holoceno, são desenvolvidos em várzeas de relevo praticamente plano, margeando rios, ou em locais de depressão e planícies aluvionais sujeitas a inundações, como pode ser visto na Figura 34 ao longo da jusante do Ribeirão Baú (SHIMIZU et al., 2003).

O Afloramento Rochoso compõe a parte superior do Morro Baú, onde há exposição da rocha conglomerado e arenito. Aparecem comumente associados aos solos Litólicos com relevo montanhoso e/ou escarpado.

As características topográficas da microbacia foram obtidas por meio do Modelo Digital de Terreno (MDT), sendo a altimetria e a declividade segundo as classes da EMBRAPA (2009) (Figuras 35 e 36). Chegando a 814 m de altitude, a microbacia apresenta a maior parte de sua área com declividade de 20 a 45°, caracterizando o relevo como forte ondulado. A área a jusante do Ribeirão Baú apresenta relevo plano, enquanto que nas áreas do alto Ribeirão Baú ocorre relevo forte ondulado e montanhoso (45 a 75°), representando uma paisagem propícia a processos de instabilização de encostas. Ocorrem, ainda, algumas áreas com declividade acima de 75% (45°), caracterizando o relevo como escarpado, como é o caso do Morro Baú.

Figura 35: MDT com a altimetria da microbacia do Ribeirão Baú.

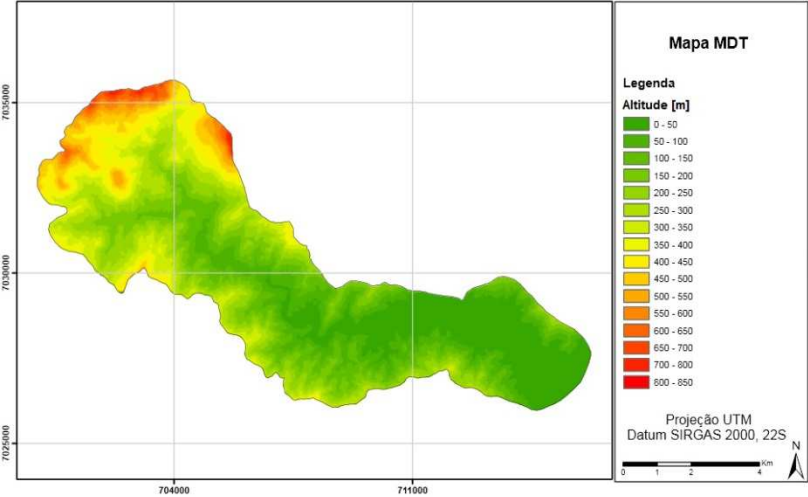
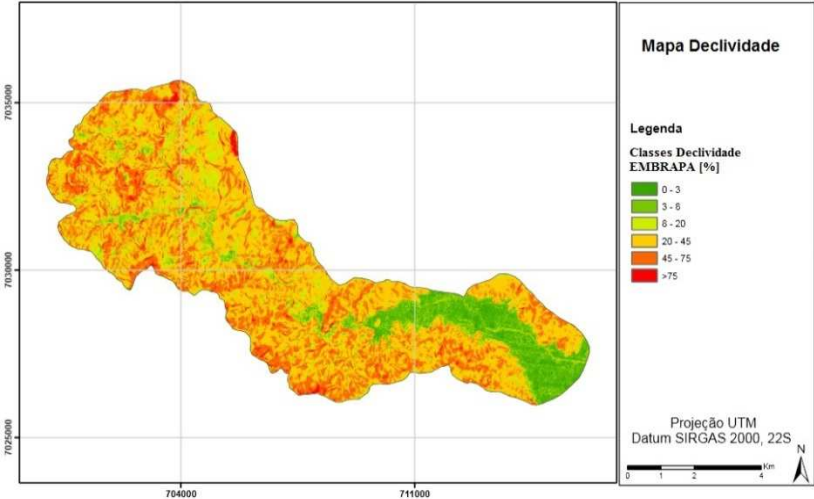


Figura 36: Mapa de declividade em porcentagem da microbacia do Ribeirão Baú.

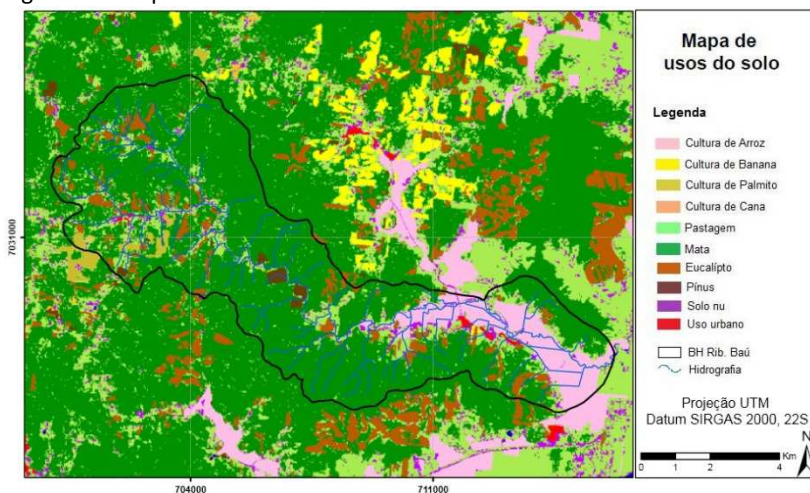


O mapeamento dos usos e cobertura do solo foi realizado pelo projeto “Análise e mapeamento das áreas de risco a movimentos de massa e inundações nos municípios de Gaspar, Ilhota e Luiz Alves (Complexo do Morro do Baú), SC” em escala original 1:50.000. Conforme a Figura 37, foram mapeadas 12 classes de usos do solo na microbacia.

De acordo com Égas (2011), a área caracteriza-se por usos múltiplos da terra, com predomínio dos cultivos de arroz (11,66%), palmito (1,00%), cana de açúcar (0,19%), banana (0,02%) e mandioca (0,01%). A pastagem, caracterizada por vegetação de baixo porte, localiza-se em 6,76% da área.

A maior expressividade na utilização das terras está na agricultura (pastagens naturais e plantadas, lavouras temporárias e permanentes) destacando-se o plantio de árvores exóticas para comercialização, como a monocultura de eucalipto. O reflorestamento com cultivos de pinus e eucaliptos compreendem 8,67% da microbacia. Apresenta ainda remanescentes florestais da Floresta Ombrófila Densa (Mata Atlântica) em toda área, a mata (estágio intermediário e avançado de sucessão) compreende a maior parte da microbacia, sendo 44,16 km² representando 70,23%.

Figura 37: Mapa de usos do solo na microbacia do Ribeirão Baú.



4. MATERIAIS E MÉTODOS

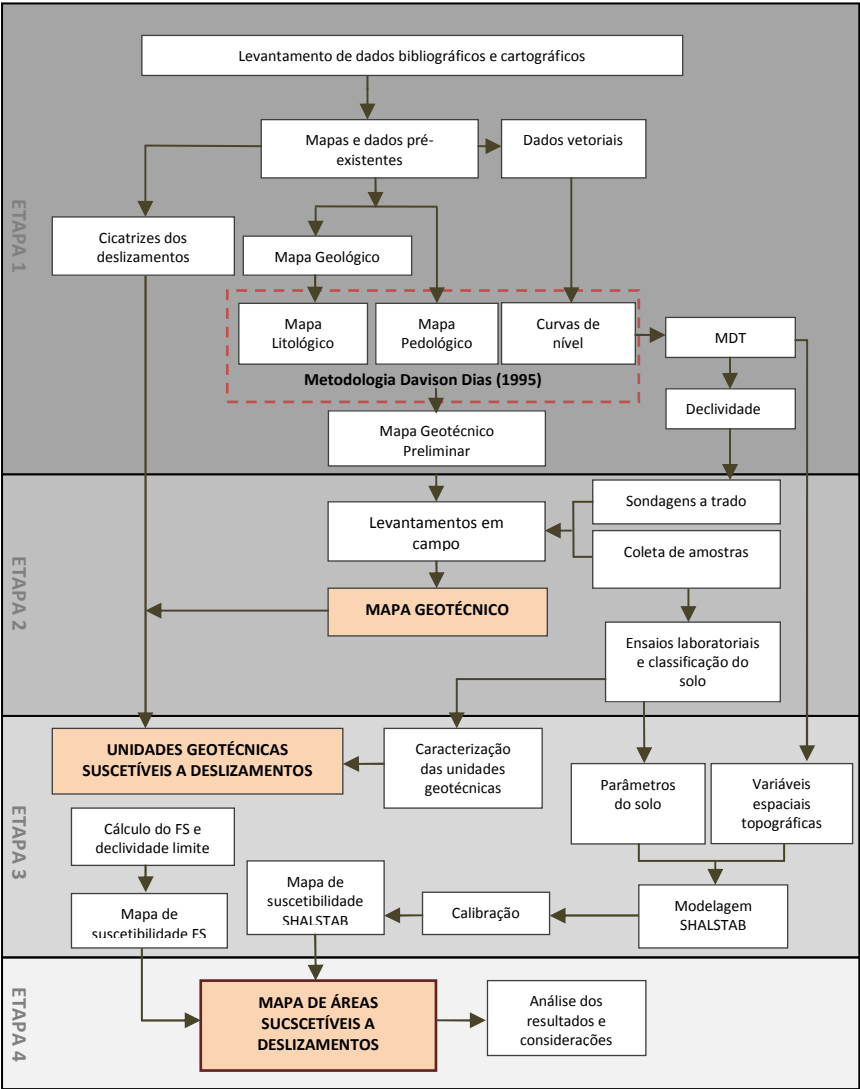
De modo geral, a realização da pesquisa foi dividida em quatro etapas, conforme indicado no fluxograma da Figura 38:

- (1) a primeira consiste nos levantamentos bibliográficos referentes ao tema e à área de estudo, no levantamento, aquisição e preparação das bases cartográficas, na geração de mapas temáticos e topográficos e no planejamento dos trabalhos de campo;
- (2) a segunda etapa consiste nas saídas a campo e coleta de amostras de solo, no refinamento dos mapas e geoprocessamento e na realização e análise dos ensaios geotécnicos em laboratório;
- (3) a terceira etapa trata da caracterização das unidades geotécnicas, do cálculo do Fator de Segurança (FS), da modelagem com o SHALSTAB para a geração de cenários de instabilidade na área de estudo e da calibração;
- (4) e por fim, a última etapa consiste na confecção do mapa das áreas suscetíveis a deslizamentos, na análise e considerações dos resultados obtidos.

Com relação ao levantamento cartográfico, aquisição e geração dos mapas propostos na primeira etapa da pesquisa, compreendem:

- Mapa pedológico em escala 1:100.000, referente a carta topográfica de Itajaí (SG.22-Z-B-V), disponibilizada no formato *.dgn* do *Microstation* pelo Projeto Gerenciamento Costeiro - GERCO, desenvolvido pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE, com projeção *Universal Transversa de Mercator* (UTM), Zona 22 Sul, Datum de referência *South American Datum* de 1969 (SAD69);
- Mapas de geologia, geomorfologia e de cobertura e usos do solo em escala 1:50.000 disponibilizados no formato *.dwg*, fornecidos pelo projeto “Análise e mapeamento das áreas de risco a movimentos de massa e inundações nos municípios de Gaspar, Ilhota e Luiz Alves (Complexo do Morro do Baú), SC” - FAPESC/Convênio 16319/2010-8;

Figura 38: Fluxograma de atividades da pesquisa.



- Inventário de cicatrizes dos deslizamentos no formato *.dwg*, fornecido pelo projeto “Análise e mapeamento das áreas de risco a movimentos de massa e inundações nos municípios de Gaspar, Ilhota e Luiz Alves (Complexo do Morro do Baú), SC” - FAPESC/Convênio 16319/2010-8;
- Dados vetoriais, no formato digital *shapefile* (*.shp*), da carta topográfica de Gaspar (folha SG-22-Z B-V-3), referentes aos cursos d’água, vias urbanas e interurbanas e curvas de nível, na escala 1:50.000, fornecidos pela Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural de Santa Catarina - EPAGRI/Centro de Informações de Recursos Ambientais e de Hidrometeorologia de Santa Catarina - CIRAM. Os dados foram editados pelo IBGE no ano de 1981;
- Modelo Digital de terreno do município de Ilhota obtido junto à Secretaria de Desenvolvimento Sustentável de Santa Catarina - SDS com tamanho de *pixel* de 1m.
- Polígono da área da microbacia do Ribeirão Baú fornecido por Égas (2011) no formato *.dgn* do *Microstation*. O arquivo foi convertido no formato *shapefile* e editado no *ArcGis* 9.3 alterando-se a área da microbacia com base nas curvas de nível, MDT e cursos d’água;
- Imagem do sensor HRC (*High Resolution Camera*) do Satélite Sino-Brasileiro de Recursos Terrestres - CBERS, datada de 19 de abril de 2009, correspondente à faixa espectral do visível e parte do infravermelho próximo, com resolução espacial de 2,7m.

No armazenamento, edição e processamento dos dados foram utilizados os seguintes programas computacionais de geoprocessamento:

- *ArcGis* versão 9.3, desenvolvido em 2008 pela ESRI (*Environmental Systems Research Institute*), Redlands, California, EUA;
- *ArcView* versão 3.2 com a extensão SHALSTAB (*Shalstab.avx*);
- *Global Mapper* versão 12.

4.1 Aspectos topográficos

A representação da superfície terrestre em três dimensões é conhecida por modelo digital de terreno (MDT). Para a elaboração do MDT foi utilizado o algoritmo de interpolação *Topo to Raster*, uma ferramenta da extensão *Spatial Analyst* do *ArcGis* 9.3. A criação dessa técnica de interpolação foi baseada nos trabalhos desenvolvidos por Hutchinson (1989) em seu programa ANUDEM, com o objetivo específico de converter dados vetoriais em uma grade regular retangular no formato matricial para a criação de um MDT hidrologicamente correto (ESRI, 2005).

O *Topo to Raster* emprega um método de interpolação por interação de diferenças finitas, que associa a eficiência computacional de uma interpolação local (inverso do quadrado da distância) com a continuidade da superfície de métodos de interpolação global (*splines* e *kriging*). Outra característica é a possibilidade de inserção de outras variáveis, como os dados de drenagem, para a utilização durante a interpolação, suavizando e aumentando sensivelmente a precisão dos dados gerados e a representatividade do modelo, especialmente no que diz respeito às mudanças abruptas do relevo, como vales e cumes (FERNANDES; MENEZES, 2005).

Neste contexto, foram inseridos os dados vetoriais curvas de nível (com equidistância de 20m) e cursos d'água em escala 1:50.000, da carta topográfica de Gaspar disponibilizada pela EPAGRI/CIRAM. O MDT foi gerado com resolução espacial de 10m e para uma área de abrangência maior que os limites da microbacia com o intuito de aumentar o número de dados interpolados e a confiabilidade do mapa. No entanto, a extração da área da microbacia do Ribeirão Baú foi realizada por meio da ferramenta *Extract by Mask* da extensão *Spatial Analyst Tools* do *ArcGis* 9.3.

Além da confecção do MDT, ao longo da pesquisa, foi disponibilizado pela SDS o MDT do município de Ilhota com *pixel* de 1m. A partir disso, passou-se a utilizar neste trabalho o MDT com *pixel* de 1m.

Um processo envolvido na edição do MDT é a remoção das depressões espúrias ou falsas depressões (*sinks*), representadas por células com elevação menor que das células circundantes. Derivadas de erros nos dados de entrada ou introduzidos no processo de

interpolação, as falsas depressões constituem um problema, pois descaracterizam o direcionamento do escoamento, devendo ser removidas para a geração de um MDT consistente sob o ponto de vista hidrológico. A eliminação das depressões espúrias, segundo Jenson e Domingue (1988), se dá por meio do seu “preenchimento” até a elevação da célula vizinha de menor elevação. Os *sinks* foram removidos no *ArcGis* 9.3 por meio da ferramenta *Fill* localizada em *Hidrology (Spatial Analyst Tools)*.

Foi realizada ainda a classificação do MDT, com intervalos de elevação de 50 em 50m com a finalidade de construir o mapa hipsométrico e caracterizar as unidades de mapeamento geotécnico.

A partir do MDT pôde-se extrair automaticamente a variável declividade, expressa em graus e em porcentagem. O processamento automático no SIG para a construção do mapa de declividade utiliza o MDT em formato *grid* (matricial) de dados de elevação espaçados regularmente. O valor de declividade é calculado para toda a área de interesse por meio da função de derivação na vizinhança de cada célula (MIRANDA, 2010). O mapa de declividade foi gerado no *ArcGis* 9.3 por meio da ferramenta *Slope* da extensão *Spatial Analyst Tools*.

A classificação do relevo foi feita conforme as classes da EMBRAPA (1999) descritas no Quadro 3.

Quadro 3: Classes de relevo segundo o Sistema Brasileiro de Classificação dos Solos.

Classes de relevo	Intervalos de declividade [%]
Plano	0 a 3
Suave ondulado	3 a 8
Ondulado	8 a 20
Forte ondulado	20 a 45
Montanhoso	45 a 75
Escarpado	Maior que 75

Fonte: adaptado de EMBRAPA, 1999.

Os mapas com os aspectos topográficos (MDT e mapas de declividade), além da caracterização do relevo da área de estudo, serviram de base para a modelagem com o SHALSTAB e auxiliaram na identificação e caracterização das unidades de mapeamento geotécnico e áreas instáveis.

4.2 Mapeamento geotécnico

O mapeamento geotécnico é considerado uma importante ferramenta geradora de subsídios para a identificação dos fatores e processos envolvidos na instabilização de encostas. Esta ferramenta associada a um SIG e a ensaios de laboratório atua na caracterização do meio físico de forma a prever o comportamento geomecânico dos solos e, assim, a distribuição espacial dos movimentos de massa.

Neste sentido, foi realizado o mapeamento geotécnico da microbacia em estudo visando à identificação e caracterização das unidades geotécnicas por meio de ensaios laboratoriais, interpretações de mapas e dados de campo e à análise da suscetibilidade das unidades a ocorrência de deslizamentos.

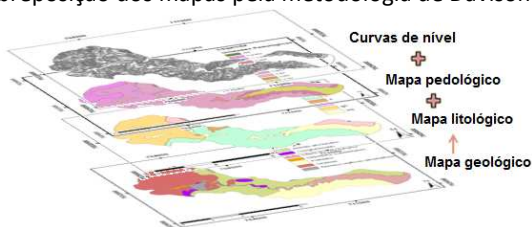
4.2.1 Mapeamento geotécnico preliminar

O mapa geotécnico preliminar objetivou contribuir na caracterização do meio físico e auxiliar na seleção dos pontos de amostragem de solo. Também subsidiou, com o auxílio do MDT, do mapa de declividade e de levantamentos em campo, a divisão dos solos da microbacia em dois grandes grupos geotécnicos, solos sedimentares e residuais. Essa divisão é importante, pois possibilita o direcionamento das análises ao grupo de interesse frente à problemática abordada.

Na elaboração do mapa geotécnico preliminar, ou seja, do mapa com estimativas de unidades geotécnicas, foi empregada a metodologia desenvolvida por Davison Dias (1995). Esse método visa estimar a partir de dados geológicos, pedológicos e topográficos as unidades geotécnicas de uma determinada área, ou seja, unidades de solos com comportamento geotécnico semelhante.

Conforme a metodologia, a partir da sobreposição do mapa pedológico, litológico e das curvas de nível é possível obter um mapa com as estimativas de unidades geotécnicas de uma área (Figura 39), sendo que, estes procedimentos compõem os estudos preliminares do mapeamento. Ressalta-se que o mapa litológico resulta da interpretação do mapa geológico, representando a rocha predominante de cada domínio.

Figura 39: Sobreposição dos mapas pela metodologia de Davison Dias (1995).



Os mapas utilizados no mapeamento preliminar compreenderam: mapa geológico em escala original 1:50.000, elaborado pelo projeto “Análise e mapeamento das áreas de risco a movimentos de massa e inundações nos municípios de Gaspar, Ilhota e Luiz Alves (Complexo do Morro do Baú), SC”; mapa pedológico em escala 1:100.000, do Projeto GERCO; e as curvas de nível em escala 1:50.000, fornecidas pela EPAGRI/CIRAM.

A preparação dos mapas geológico e pedológico consistiu, primeiramente, na conversão para o formato *shapefile*, por meio da ferramenta *Conversion Tools/To Shapefile* do ArcGis 9.3, e na extração da área da microbacia do Ribeirão Baú com a ferramenta *Extraction/Extract by Mask*. A base cartográfica com a área da microbacia utilizada nesta pesquisa foi editada do arquivo fornecido por Égas (2011).

Os polígonos existentes na microbacia foram classificados com o seu respectivo atributo, geológico ou pedológico, com base nos mapas originais. As siglas utilizadas para a classificação dos polígonos foram às definidas por Davison Dias (2001), sendo a simbologia para a geologia conforme a Quadro 4 e para a pedologia conforme a Quadro 5. No entanto, para as classes de rochas e de solos que não encontraram correlação com as classificações desses quadros adotou-se a sigla que melhor caracterizasse a unidade, como, por exemplo, no caso desta pesquisa o piroxenito foi classificado por pi e o afloramento rochoso ou litólico por R.

Quadro 4: Simbologia simplificada das unidades geológicas.

Sigla	Classificação	Sigla	Classificação
a	Arenito	g	Granito
ag	Argilito	gl	Granulito
an	Andesito	gn	Gnaisse
ar	Ardósia	gd	Granitóide
b	Basalto	ma	Mármore
br	Brecha	p	Pelito
c	Conglomerado	q	Quartzito
ca	Calcáreo	r	Riolito
cm	Complexo metamórfico	si	Sienito
cr	Carvão	s	Siltito
d	Diorito	sq	Sedimentos quaternários
da	Dacito	st	Sedimentos terciários
f	Folhelho	x	Xisto

Fonte: Davison Dias, 2001.

Quadro 5: Simbologia simplificada das classes pedológicas.

Sigla	Classificação	Sigla	Classificação
A	Aluviais	P	Podzóis Indiscriminados
AQ	Areia Quartzosa	PB	Podzólico Bruno-Acidentado
B	Brunizém	PE	Podzólico Vermelho-Escuro
BV	Brunizém Vértico	PL	Planossolo
C	Cambissolo	PLV	Planossolo Vértico
CB	Cambissolo Bruno	PLP	Planossolo Plíntico
GH	Glei	PT	Plintossolo
HO	Solo Orgânico	PV	Podzólico Vermelho-Amarelo
LA	Latossolo Amarelo	R	Litólico
LB	Latossolo Bruno	TR	Terra Roxa Estruturada
LBC	Latossolo Bruno Câmbico	TB	Terra Bruna-Estruturada
LBR	Latossolo Bruno-Roxo	TBR	Terra Bruna-Roxa
LE	Latossolo Vermelho-Escuro	TBV	Terra Bruna Podzólica
LR	Latossolo Roxo	V	Vertissolo
LV	Latossolo Vermelho-Amarelo		

Fonte: Davison Dias, 2001.

Ressalta-se que na classificação pedológica as características de fertilidade húmico (h), álico (a), eutrófico (e) ou distrófico (d), pertencente ao horizonte A é suprimida. Devido ao grande número de subdivisões no mapa original, foi realizada uma generalização

taxonômica das unidades de solos, conforme Quadro 6, compondo o mapa pedológico da microbacia por Cambissolo (C), Gleissolo (GH) e Litólico (R).

Quadro 6: Sequência de generalização da pedologia.

Pedologia	Propriedades	Sigla Original	Primeira Generalização	Segunda Generalização
Cambissolo	Álico	Ca14	Ca	C
		Ca27		
		Ca30		
		Ca45		
		Ca61		
		Ca63		
		Ca102		
	Distrófico	Cd1	Cd	
		Cd2		
Gleissolo	Distrófico	Gd2	Gd	GH
Afloramento Rochoso		AR		R

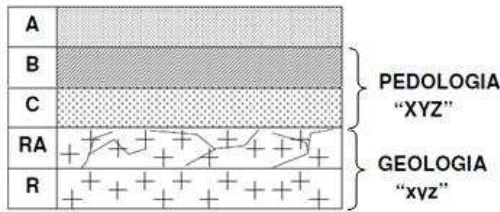
Para a confecção do mapa litológico, foi definida a rocha predominante em cada unidade geológica com base no relatório técnico do Projeto “Análise e mapeamento das áreas de risco a movimentos de massa e inundações nos municípios de Gaspar, Ilhota e Luiz Alves (Complexo do Morro do Baú), SC”. Os polígonos foram reclassificados no *ArcGis* 9.3, esse procedimento foi realizado na tabela de atributos, adicionando as litologias correspondentes a cada unidade geológica:

Geologia	→	Litologia predominante
Complexo Luiz Alves		Gnaisse - gn; Piroxenito - pi
Grupo Itajaí		Arenito - a; Conglomerado - c; Folhelho - f
Sedimentos		Sedimentos quaternários: aluviais - sqa;
Quaternários		coluviais ou depósito de encosta - de

Depois da edição e classificação, foi realizado o cruzamento entre os mapas pedológico e litológico a partir da ferramenta *Overlay/Union* da extensão *Analysis Tools*, gerando novos polígonos. Esses polígonos foram classificados segundo a pedologia, horizontes B e C, representada por letras maiúsculas, e pela geologia, horizontes RA

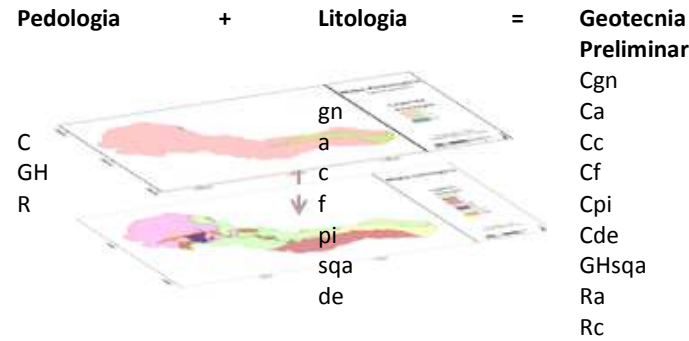
e R (rocha sã), por letras minúsculas (Figura 40). Na existência de mais de uma litologia predominante no substrato, a unidade é identificada por meio das diversas siglas em letras minúsculas e separadas por vírgulas. Esses polígonos compõem as unidades geotécnicas preliminares, que representam áreas de solos com comportamento geomecânico semelhante com base na sua gênese.

Figura 40: Classificação dos polígonos das unidades geotécnicas.



Fonte: adaptado de Higashi (2006).

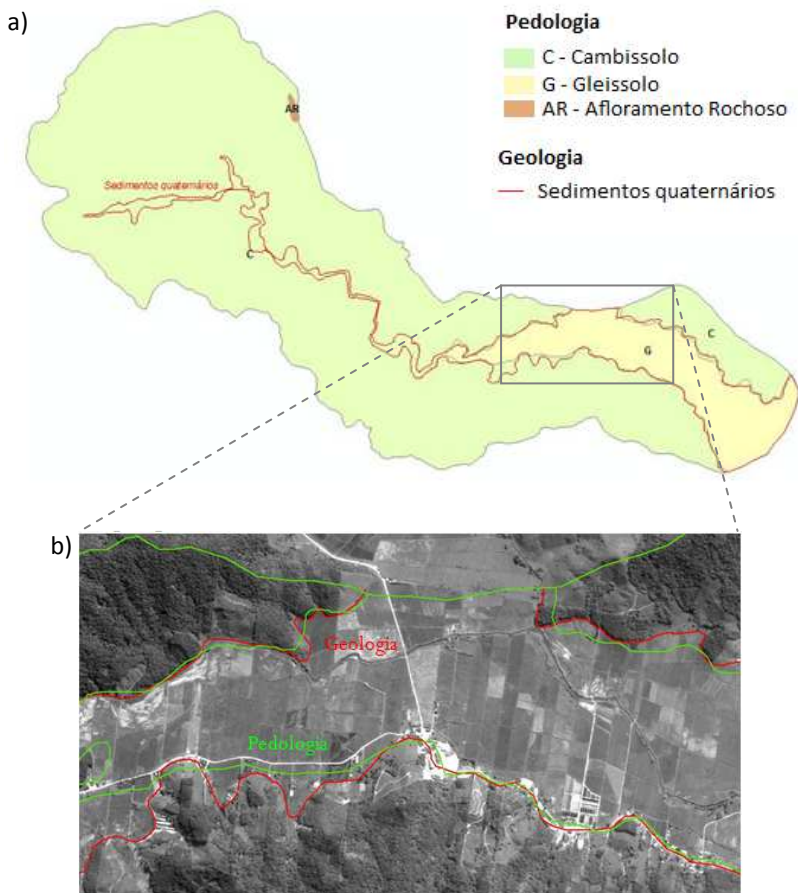
Deste modo, a área mapeada apresentou as seguintes unidades geotécnicas preliminares:



Na etapa de classificação e edição, além da nomenclatura, foram identificados e corrigidos dois tipos de inconsistências encontradas no mapeamento das unidades. A primeira está relacionada à composição de unidade incoerente quanto ao tipo de solo originado da rocha, como Cambissolo com substrato de sedimentos quaternários aluviais, ilustrado na Figura 41a. E a segunda, relacionada às divergências quanto a formação das unidades, ou seja, entre a geologia e a pedologia, estas inconsistências são atribuídas à incompatibilidade

entre as escalas dos dados cartográficos originais e foram retificadas com base no mapa geológico, de escala maior, ou seja, de maior detalhe (Figura 41b).

Figura 41: Dois tipos de inconsistências encontradas no mapeamento geotécnico preliminar: a) unidade incoerente quanto ao tipo de solo originado da rocha; b) incompatibilidade entre as escalas dos mapas geológico (1:50.000) e pedológico (1:100.000).



Na sequência, a metodologia de Davison Dias (1995) considera as variações do relevo (altitude e declividade) como indicadores de unidades geotécnicas. Geralmente, os mapas topográficos são disponibilizados em escalas maiores que os geológicos e pedológicos, possibilitando assim, que as unidades geotécnicas preliminares sejam ajustadas em relação às curvas de nível. Neste ajuste, a definição das cotas que representam a transição entre as classes de solo, especialmente dos limites que separam aqueles de origem residual e sedimentar, são definidas a partir de informações de declividade. No entanto, as bases cartográficas da geologia e curvas de nível disponíveis estão na mesma escala, logo, as unidades foram mantidas conforme a delimitação feita no mapa geológico, levando em consideração o trabalho de campo e cartográfico feito pela equipe do respectivo projeto.

A partir do mapa geotécnico preliminar, foi possível distinguir os solos de origem residual e os de origem sedimentar por meio da construção do mapa de origem dos solos, na qual se diferenciam por apresentar comportamento geotécnico característico. Foi estabelecido como limite entre os dois grupos a delimitação dos solos oriundos do gnaiss, piroxenito, arenito, conglomerado e folhelho como solos residuais e aqueles originários de sedimentos quaternários (aluvial e coluvial) como solos sedimentares. Cabe ressaltar que os solos coluviais, por sofrerem transporte por gravidade, foram considerados como solos sedimentares.

Para o refinamento dos limites das unidades com relação à sua origem residual ou sedimentar, foi realizado um levantamento em campo em dois perfis, por meio da execução de sondagens a trado.

4.2.2 Mapeamento geotécnico preliminar refinado

Com base no mapa geotécnico preliminar e nos mapas topográficos (MDT e declividade) foram realizadas investigações em campo por meio de tradagens superficiais, com a finalidade de constatar e aprimorar os limites entre os solos de origem residual e sedimentar, gerando o refinamento do mapa geotécnico preliminar.

Os locais investigados correspondem aos limites estimados pelo mapa de origem dos solos entre os solos residuais e sedimentares, aqueles de baixa elevação e relevo plano, onde se localizam

tipicamente os solos sedimentares (com exceção dos solos coluviais), circundados por elevações e regiões de relevo mais declivoso, onde se encontram os solos residuais.

Para a identificação prévia destas áreas, foram sobrepostos ao MDT no formato TIN os polígonos que representam os solos residuais e os sedimentares. Acrescentando as estradas, foi possível identificar a acessibilidade aos possíveis perfis a serem investigados.

Foram definidos dois perfis em encostas diferentes da microbacia para serem feitas tradagens. O trabalho em campo foi realizado nos dias 25 e 26 de agosto de 2012, onde foram efetuadas 08 tradagens superficiais com o auxílio de um trado pedológico de 1,2m para a coleta de amostras deformadas de solo a 1m de profundidade e registradas suas coordenadas geográficas por meio do GPS de navegação (Garmin - GPSmap 60CSx) (Figura 42).

As tradagens iniciaram em locais de relevo plano e seguiram para os locais de maiores declividades até encontrar perfis de solos residuais (Figura 43), identificando a elevação e relevo onde ocorre a transição entre os grupos de solo residuais e sedimentares. No entanto, devido à profundidade de alcance do trado pedológico utilizado, não foi possível distinguir os perfis dos solos residuais.

Figura 42: Localização dos perfis topográficos (a e b) com base no MDT e nos polígonos de origem dos solos (residual e sedimentar).

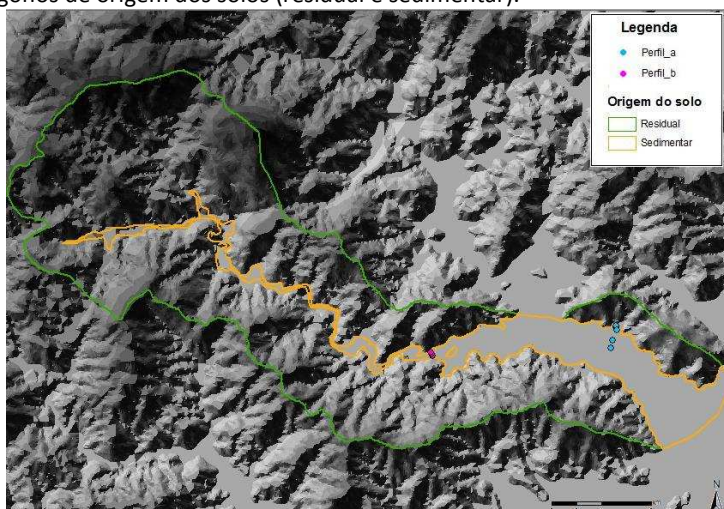


Figura 43: Localização em campo dos pontos de tradagens do perfil topográfico a.



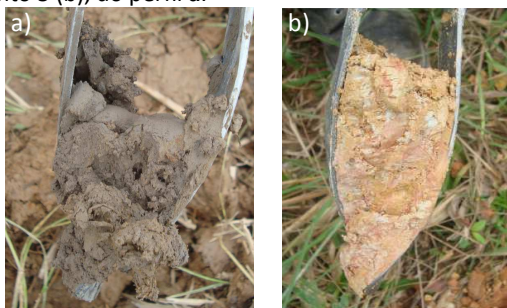
A classificação das amostras em campo fundamentou-se nas análises tátil-visual de características físicas do solo (granulometria, consistência, cor e odor), associadas às características do local (uso e ocupação do solo, proximidade de curso d'água e posição do lençol freático), podendo-se distinguir os perfis de solos hidromórficos e não hidromórficos e caracterizar aqueles de origem sedimentar (aluviais ou argilas moles). Em laboratório, as amostras foram caracterizadas por meio da metodologia expedita de Godoy (1997), baseando-se no comportamento de esferas de solos submetidas à pressão e à imersão em água (Figura 44).

Figura 44: Caracterização da amostra do ponto 3 do perfil a.



Os pontos foram classificados em relação a sua origem residual e sedimentar (Figura 45) e plotados nos mapas de origem do solo e de declividade, identificando e relacionando a classe de relevo com a origem do solo da unidade geotécnica estimada.

Figura 45: Diferença entre as amostras de solos sedimentar do ponto 2 (a) e residual do ponto 5 (b), do perfil a.



Para um melhor refinamento, no entanto, Higashi (2006) propõe um maior número de tradagens, objetivando distinguir os solos formados em áreas de relevo plano (solos sedimentares), suave ondulado e assim sucessivamente, aumentando o nível de detalhamento do levantamento.

4.3 Caracterização das unidades geotécnicas

Para a determinação e caracterização do comportamento geomecânico dos solos das unidades geotécnicas mapeadas, a metodologia desenvolvida por Davison Dias (1995) prevê que após a elaboração do mapeamento geotécnico é necessária a coleta de amostras de solos em cada unidade e a execução de ensaios laboratoriais.

Cabe destacar que a coleta foi feita de forma pontual e os resultados, por mais que estejam apresentados por unidade geotécnica, não são representativos do todo, devido a heterogeneidade do solo ao longo de cada unidade.

4.3.1 Coleta das amostras de solo

Para a escolha dos locais de coleta das amostras de solos foi utilizado o mapa geotécnico preliminar sobrepondo as cicatrizes dos deslizamentos e os vetores dos cursos d'água e das estradas e com o auxílio da imagem do satélite CBERS e do *Google Earth*. As coordenadas geográficas dos possíveis pontos de coleta foram registradas no GPS (Garmin - GPSmap 60CSx) que foi levado em campo.

A coleta dos solos foi dividida em duas saídas a campo. A primeira foi realizada nos dias 22 e 23 de novembro de 2012, quando foram coletadas amostras nas unidades geotécnicas Cf, Cpi, Ca e GHsqa; e a segunda no dia 4 de outubro de 2013, quando foram coletadas amostras nas unidades Cf, Cpi, Cc, Cgn e Cde (Quadro 7).

Quadro 7: Coleta de amostras nas saídas a campo.

Un. Geotéc.	Coord.	Tipo de ensaio	Coleta	Data coleta
Cf - Cambissolo substrato folhelho	708106 / 7028402	parâmetros de resistência e caracterização	4 moldes para CD, 1 molde para CC, 1 kg de solo para caracterização	22/11/2012 04/10/2013
Cpi - Cambissolo substrato piroxenito	703180 / 7031560	parâmetros de resistência e caracterização	5 moldes para CD, 1 molde para CC, 1 kg de solo para caracterização	22/11/2012 04/10/2013
Ca - Cambissolo substrato arenito	705152 / 7031131	parâmetros de resistência e caracterização	4 moldes para CD, 1 molde para CC, 1 kg de solo para caracterização	23/11/2012
GHsqa- Gleissolo substrato sedimentos quaternários aluvial	708918 / 7028537	caracterização	1 kg de solo para caracterização	23/11/2012
Cc - Cambissolo substrato conglomerado	703777 / 7031975	parâmetros de resistência e caracterização	4 moldes para CD, 1 molde para CC, 1 kg de solo para caracterização	04/10/2013

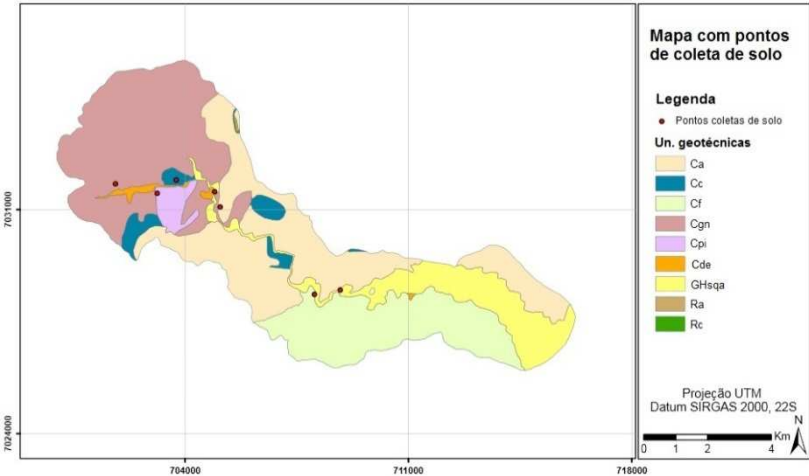
Cgn Cambissolo substrato gnaisse	-	701870 / 7031856	parâmetros de resistência e caracterização	4 moldes para CD, 1 molde para CC, 1 kg de solo para caracterização	04/10/2013
Cde Cambissolo substrato depósito de encosta	-	704978 / 7031608	caracterização	1 kg de solo para caracterização	04/10/2013

Obs: CD - Ensaio de Cisalhamento Direto; CC - Ensaio de compressão confinada.

A localização dos pontos de coleta em cada unidade geotécnica mapeada na microbacia é apresentada na Figura 46.

Entretanto, cabe ressaltar que nas unidades Litólico com substrato arenito e com substrato conglomerado (Ra e Rc), não foi possível a coleta de amostra de solo, devido à dificuldade de acesso à área, com relevo muito escarpado e por possuírem cobertura de solo inexistente ou incipiente, logo, não se caracterizam como uma área suscetível à ocorrência de deslizamentos.

Figura 46: Pontos de coleta de amostras de solos nas unidades geotécnicas.



Objetivando a análise da estabilidade de encostas, nas unidades geotécnicas de solos residuais Ca, Cc, Cf, Cgn e Cpi foram

coletadas amostras de solo deformadas e indeformadas nos locais definidos como o início do deslizamento (superfície de ruptura), envolvendo o horizonte C, para a caracterização e realização de ensaios de resistência dos solos (Figura 47).

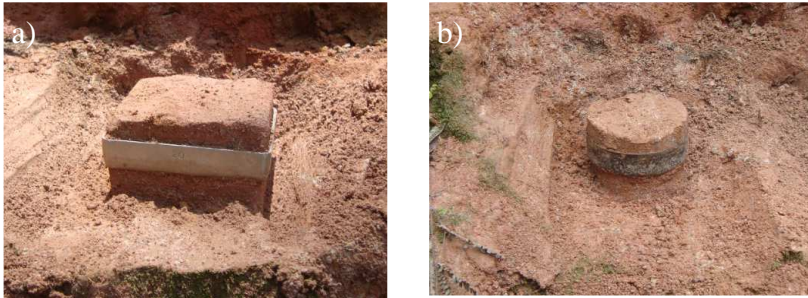
Figura 47: Pontos de coletas de solo: a) cabeceira de cicatriz em Ca, prof. 3m; b) cabeceira de cicatriz com degrau de abatimento (a esquerda) em Cpi, prof. 3m; c) pequena cicatriz em Cf com localização do ponto de coleta, prof. 2m; d) cabeceira de cicatriz em Cc, prof. 2m; e) cabeceira de cicatriz em Cgn, prof. 4m; f) local de coleta em Cde, prof. 2m.



As amostras indeformadas foram extraídas por meio de anéis metálicos, molde quadrado de 10,2 cm de largura por 2 cm de altura e molde circular com 7 cm de diâmetro e 2 cm de altura, que foram

utilizados nos ensaios de cisalhamento direto e de compressão confinada, respectivamente (Figura 48). Os anéis com o solo foram revestidos por filme PVC e foram armazenados em caixa de isopor envoltos por solo deformado, de forma a conservar o máximo sua umidade natural.

Figura 48: Coleta de amostras indeformadas de solo na unidade geotécnica Ca para os ensaios de cisalhamento direto (a) e compressão confinada (b).



Nas unidades de solo derivado de sedimentos quaternários aluvial (GHsqa) e coluvial ou depósito de encosta (Cde) foram coletadas apenas amostras deformadas para os ensaios de caracterização. Na unidade GHsqa a coleta foi realizada com a utilização do trado pedológico de 1,2m de comprimento e o solo armazenado em saco plástico (Figura 49).

Figura 49: Coleta da amostra deformada de solo na unidade geotécnica GHsqa.



4.3.2 Ensaios geotécnicos de caracterização

As amostras deformadas coletadas foram submetidas, durante os meses de dezembro de 2012 a janeiro de 2013 e outubro a dezembro de 2013, no Laboratório de Mecânica dos Solos - LMS do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, aos seguintes ensaios de caracterização física:

- Ensaio para determinação do teor de umidade do solo [%]: conforme a NBR6457/1986;
- Ensaio para determinação da granulometria [%]: segundo a norma NBR7181/1984. Além da curva granulométrica, foi realizada a classificação trilinear dos solos. Pela classificação trilinear, a identificação dos solos é feita em função das porcentagens dos seus constituintes principais areia, silte e argila presente em cada um dos eixos coordenados do triângulo. Tendo em vista a composição heterogênea das amostras, a classificação dos solos foi efetuada com base na elaboração de diagramas de classificação triangular de Shepard (1954). Além das três principais classes granulométricas (areia, silte e argila), a classificação de Shepard considera classes intermediárias;
- Ensaio para determinação da massa específica [g/cm^3]: para grãos menores que 4,8 mm por meio do picnômetro, conforme a NBR 6508/1984;
- Ensaios para determinação dos limites de Atterberg [%]: foram realizados os ensaios de limite de plasticidade (LP) normatizado pela NBR 7180/1984 e limite de liquidez (LL) normatizado pela NBR 6459/1984. A partir dos limites de plasticidade e liquidez foi definido o índice de plasticidade (IP) e realizada a classificação do solo por meio do gráfico de plasticidade de Casagrande. Com o valor do IP e os resultados do ensaio granulométrico foi possível ainda calcular a atividade da argila;
- Ensaio das pastilhas para classificação expedita MCT (Miniatura Compactada Tropical): a classificação de cada grupo MCT foi realizada segundo Nogami e Villibor (1994; 1995). Complementando a classificação, foi utilizada a metodologia expedita de Godoy (1997), que se baseia no comportamento de esferas de solos submetidas à pressão e à imersão em água.

Com base nos resultados desses ensaios, os solos foram classificados segundo os métodos convencionais da *American Association of State Highway and Transportation Officials* - AASHTO, pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos - SUCS e segundo o método expedito das pastilhas MCT.

4.3.3 Ensaio de permeabilidade do solo

Para a determinação do coeficiente de permeabilidade do solo (k), foi realizado o ensaio de compressão confinada com base na norma MB3336/1990. O ensaio foi realizado, na condição inundada, no mês de março de 2013 com a amostra indeformada de solo da unidade geotécnica Ca, e em outubro de 2013, com as amostras indeformadas das unidades geotécnicas Cf, Cc, Cpi e Cgn.

Primeiramente, foi aplicado o estágio de carregamento que funciona como uma carga de ajuste, ou pré-carga, de 2,5kPa. Zerando-se o leitor de deformações verticais, foram aplicadas as tensões σ nos estágios de carregamento 5, 10, 20, 40, 80, 160, 320 e 640kPa, registrando-se em intervalos predefinidos as leituras de deformação vertical do leitor. Estas tensões foram mantidas constantes por 24 horas, até que a pressão da água desenvolvida no corpo de prova tenha sido dissipada. Este fato se constata quando a amostra não apresenta mais variação de volume para a aplicação de um determinado σ e é função do coeficiente de permeabilidade do solo.

Além da sequência de carregamentos foram realizados três estágios de descarregamento, reduzindo as tensões σ na proporção inversa do carregamento, e realizadas as medições das deformações inicial e final.

Após a realização do ensaio, foi definido o coeficiente de adensamento (C_v) e os parâmetros de compressibilidade por meio do método de Taylor, assim, foi possível determinar o coeficiente de permeabilidade (k).

4.3.4 Identificação e caracterização das unidades geotécnicas suscetíveis a deslizamentos

Objetivando definir as unidades geotécnicas mais suscetíveis à ocorrência de deslizamentos, foi utilizado o mapeamento realizado

pelo projeto “Análise e mapeamento das áreas de risco a movimentos de massa e inundações nos municípios de Gaspar, Ilhota e Luiz Alves (Complexo do Morro do Baú), SC” das cicatrizes ocorridas no evento extremo de 2008.

O inventário de cicatrizes foi elaborado a partir da vetorização desses elementos utilizando diversas imagens de satélites georreferenciadas (TOMAZZOLI et al., 2012), auxílio de fotografias panorâmicas aéreas em sobrevoos de helicóptero e investigações em campo. As cicatrizes foram mapeadas de acordo com sua forma geométrica, por meio de polígonos. Posteriormente, os polígonos das cicatrizes tiveram seu posicionamento ajustado ao mosaico de fotografias aéreas ortorretificadas do aerolevantamento do estado de Santa Catarina.

Para identificar a unidade geotécnica mais suscetível foi contabilizado o número de cabeceiras (local de origem) das cicatrizes dos deslizamentos que ocorreram em cada unidade, pois se entende que o mais importante são as características geotécnicas do solo que está gerando o movimento de massa.

4.3.5 Análise de suscetibilidade utilizando o Fator de Segurança

A análise baseada na teoria de equilíbrio limite considera que as forças que tendem a induzir a ruptura em uma vertente são exatamente balanceadas pelos esforços resistentes. A fim de comparar a estabilidade das vertentes em condições diferentes de equilíbrio é definido o Fator de Segurança (FS), índice obtido pela razão entre a soma das forças resistentes ao deslizamento e das cisalhantes (equação 36).

$$FS = \frac{\Sigma \text{ das forças resistentes}}{\Sigma \text{ das forças cisalhantes}} \quad (36)$$

Foi utilizado um *software* de estabilidade de encostas para calcular o FS por meio de dois métodos de cálculo. O FS foi calculado com o objetivo de definir o ângulo de declividade limite de encostas para a ocorrência de deslizamentos, utilizado na construção de um mapa de suscetibilidade.

Logo, adotou-se o FS = 1,5 considerando um grau de segurança alto, conforme a NBR 11682/1991. No *software*, para o cálculo do FS, foi necessário estabelecer previamente a geometria do talude com

valores de x e y [m]. Como dado de entrada, foram inseridas as propriedades do solo obtidas por meio dos ensaios de cisalhamento direto: coesão [kPa], ângulo de atrito [$^{\circ}$], peso específico natural e saturado [KN/m³]. O solo saturado possui menor FS, e isso se deve ao fato que a adição da água provoca o aumento de peso, diminuição da coesão e aumento da poropressão. Assim, considerando dois cenários, foi calculado o FS para o talude seco, utilizando o γ_{natural} e, simulando a condição mais desfavorável, foi calculado o FS para o talude totalmente saturado nos dados de superfície piezométrica (U).

Após essas etapas foi calculado o FS por meio de superfícies de rupturas circulares para os dois cenários, utilizando o método de cálculo rígido pelos métodos de Bishop e Janbu.

Foi-se modificando a geometria do talude (variação do ângulo) até o FS ser igual a 1,5. Quando satisfeita essa condição foi calculado o ângulo de declividade crítico do talude (θ) por trigonometria para as unidades geotécnicas Ca, Cc, Cf, Cgn e Cpi.

A partir dos valores do θ , foi dividido o mapa de declividade nos polígonos de cada unidade geotécnica, e a partir da ferramenta *Reclassify* da extensão *3D Analyst Tools* no *ArcGis*, foi possível construir um mapa dividindo-o em áreas instáveis e estáveis em relação à ocorrência de deslizamentos. Ou seja, em cada unidade geotécnica, acima do ângulo de declividade limite foi considerado com instável e abaixo como estável.

Após isso, foi realizada a análise de suscetibilidade com as cicatrizes mapeadas, contabilizando o número de superfícies de ruptura nas áreas estáveis e instáveis de cada unidade geotécnica.

4.4 Modelagem das áreas suscetíveis a deslizamentos

Para a análise da estabilidade das encostas da microbacia do Ribeirão Baú, foi utilizado o modelo SHALSTAB, que integra um modelo hidrológico de estado uniforme a um de estabilidade de encosta infinita na elaboração de um mapa de áreas suscetíveis a deslizamentos translacionais.

Este modelo considera dados hidrológicos, topográficos e pedológicos para a área em estudo, na determinação da razão entre a quantidade de chuva (q) e a transmissividade do solo (T) necessária para tornar uma encosta instável.

No Quadro 8 são apresentados os dados de entrada do modelo, que podem ser divididos em parâmetros do solo e variáveis espaciais topográficas, associados aos seus respectivos símbolos e unidades.

Quadro 8: Dados de entrada do modelo SHALSTAB.

Parâmetros do solo	c'	Coesão efetiva	kPa
	φ	Ângulo de atrito	graus
	γ_{sat}	Peso específico saturado do solo	kg/m ³
	z	Espessura do solo	m
Variáveis espaciais topográficas	θ	Ângulo de declividade	graus
	a	Área de contribuição	m ²
	b	Comprimento de contorno unitário	m

4.4.1 Determinação dos parâmetros do solo

As características pedológicas exercem grande influência sobre a estabilidade das encostas uma vez que definem a resistência ao cisalhamento dos solos e a capacidade de transmitir a água que infiltra durante um período chuvoso.

Neste sentido, os parâmetros geotécnicos do solo foram determinados por meio de ensaios de laboratório. E, a espessura da superfície de ruptura do deslizamento (z) foi estimada com investigações de campo nas cicatrizes durante as saídas a campo, relatórios técnicos, referências bibliográficas da área do entorno e consulta aos técnicos que visitaram a área após os desastres de 2008. Além disso, em virtude da grande variabilidade deste parâmetro na área, determinou-se um intervalo de valores capaz de representar as diferentes profundidades.

4.4.1.1 Ensaios laboratoriais para determinação dos parâmetros do solo

Com base na norma ASTM D3080/1998, os ensaios de cisalhamento direto do tipo CD (consolidado drenado) na condição inundado, das unidades geotécnicas com solos residuais Ca, Cf e Cpi, foram realizados durante o mês de novembro de 2012 e das unidades Cc e Cgn no mês de outubro de 2013.

No estágio de cisalhamento imprimiu-se o deslocamento da parte inferior da caixa a uma velocidade de 0,307 mm/min. Para cada

solo, os ensaios foram repetidos em três corpos de prova com as tensões normais 33, 78 e 128 kgf, obtendo-se um conjunto de três pares de valores de σ e τ . Com exceção da unidade Cpi que, por apresentar o valor do coeficiente angular da reta (R^2) no gráfico de tensão cisalhante *versus* tensão normal não satisfatório (0,95), foi coletado e ensaiado um novo corpo de prova. A tensão normal aplicada foi intermediária entre as já utilizadas, de 58 kgf.

Depois de construído o gráfico da tensão cisalhante máxima *versus* tensão normal, pôde-se obter os parâmetros de resistência do solo coesão (c) e ângulo de atrito interno (ϕ). A partir do ensaio de cisalhamento direto, pode-se ainda, calcular o peso específico natural do solo (γ_s).

4.4.2 Determinação das variáveis espaciais topográficas

As variáveis espaciais topográficas foram determinadas a partir do MDT, compondo o mapa de declividade (θ) e de área de contribuição por unidade de contorno (a/b). Nesta análise é imprescindível que o MDT esteja no formato *grid (raster)*, para que o modelo determine a instabilidade para cada pixel, e na melhor escala possível, para ser mais fiel à realidade.

Observa-se que, para construir o mapa de direções de fluxo necessário para a confecção do mapa de área de contribuição (a), o SHALSTAB considera D_{infinito} , ou seja, direções de fluxo infinitas conforme a diferença de altimetria entre o pixel central e os adjacentes, possibilitando diversos caminhos. Neste sentido, foi utilizada a extensão *Terrain Analysis Using Digital Elevation Models – TauDEM* para a confecção desse mapa no ArcGis 9.3. O comprimento de contorno unitário (b) foi definido como *pixel* de 1m na elaboração do MDT.

Cabe destacar que a qualidade destas informações depende da escala dos mapas utilizados, principalmente do MDT. A resolução do MDT exerce grande influência no processo de modelagem, quando possuem baixa resolução subestimam a declividade das encostas e diminuem a precisão dos resultados (DIETRICH; MONTGOMERY, 1998; GUIMARÃES et al., 2003).

4.4.3 Modelagem com o SHALSTAB

Para a realização da modelagem utilizou-se o *ArcGis* 9.3. Primeiramente, foi gerado um mapa em formato *raster* para cada dado de entrada do modelo. A espacialização dos parâmetros do solo na microbacia foi feita com base nos polígonos das unidades geotécnicas mapeadas, utilizando o algoritmo desenvolvido por Michel (2013). Por meio da ferramenta *Raster Calculation* resolveu-se a equação do SHALSTAB em função de dois parâmetros hidrológicos, q e T (equação 37).

$$\frac{q}{T} = \frac{b}{a} \sin\theta \left[\frac{\rho_s}{\rho_a} \left(1 - \frac{\tan\theta}{\tan\phi} \right) + \frac{c}{\cos^2 \cdot \tan\phi \cdot \rho_a \cdot g \cdot z} \right] \quad (37)$$

Foram determinadas classes de estabilidade para cada pixel em função de $\text{Log}_{q/T}$. Originalmente, o SHALSTAB gera sete classes de estabilidade conforme ilustra a Tabela 1: incondicionalmente instável, incondicionalmente estável e outras cinco classes que são determinadas em função de intervalos de valores de $\text{Log}_{q/T}$.

Tabela 1: Classes de estabilidade geradas pelo SHALSTAB pela razão $\text{Log}_{q/T}$.

Valor	Classe de Estabilidade	Condições	Equações
	Incondicionalmente estável e saturado	$\frac{a}{b} > \left(\frac{T}{Q} \right) \cdot \sin\theta$ $\tan\theta \leq \tan\phi \cdot \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho_s} \right)$	Equação(38) Equação(39)
$\text{Log}_{q/T} \leq -3,1$	Incondicionalmente estável e não saturado	$\frac{a}{b} < \left(\frac{T}{Q} \right) \cdot \sin\theta$ $\tan\theta \leq \tan\phi \cdot \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho_s} \right)$	Equação(40) Equação(41)
$-2,8 \geq \text{Log}_{q/T} \geq -3,1$	Estável e não saturado	$\frac{a}{b} < \frac{\rho_s}{\rho_w} \cdot \left(1 - \frac{\tan\theta}{\tan\phi} \right) \cdot \frac{T}{Q} \cdot \sin\theta$ $\frac{a}{b} < \left(\frac{T}{Q} \right) \cdot \sin\theta$ $\tan\phi \cdot \left(1 - \frac{\delta_w}{\delta_s} \right) < \tan\theta < \tan\phi$	Equação(42) Equação(43) Equação(44)
$-2,5 \geq \text{Log}_{q/T} \geq -2,8$	Instável e não saturado	$\frac{a}{b} \geq \frac{\rho_s}{\rho_w} \cdot \left(1 - \frac{\tan\theta}{\tan\phi} \right) \cdot \frac{T}{Q} \cdot \sin\theta$ $\frac{a}{b} < \left(\frac{T}{Q} \right) \cdot \sin\theta$ $\tan\phi \cdot \left(1 - \frac{\delta_w}{\delta_s} \right) < \tan\theta < \tan\phi$	Equação(45) Equação(46) Equação(47)

-2,2≥	Estável e saturado	$\frac{a}{b} > \frac{\rho_s}{\rho_w} \cdot \left(1 - \frac{\tan \theta}{\tan \phi}\right) \cdot \frac{T}{Q} \cdot \text{sen} \theta$	Equação (48)
Log _{q/T}		$\frac{a}{b} > \left(\frac{T}{Q}\right) \cdot \text{sen} \theta$	Equação (49)
≥-2,5		$\tan \phi \left(1 - \frac{\delta_w}{\delta_s}\right) < \tan \theta < \tan \phi$	Equação (50)
Log _{q/T} ≥-2,2	Incondicionalmente instável e não saturado	$\tan \theta > \tan \phi$	Equação (51)
		$\frac{a}{b} < \left(\frac{T}{Q}\right) \cdot \text{sen} \theta$	Equação (52)
	Incondicionalmente instável e saturado	$\tan \theta > \tan \phi$	Equação(53)
		$\frac{a}{b} > \left(\frac{T}{Q}\right) \cdot \text{sen} \theta$	Equação(54)

Essas classes de estabilidade geradas expressam uma probabilidade de ocorrência de deslizamento, sendo que quanto menor o valor de *q/T* maior a probabilidade de ruptura da encosta.

Foram gerados cenários de instabilidade, variando a espessura dos solos e comparando-os com as cicatrizes dos deslizamentos, a fim de prever com maior precisão os eventos extremos ocorridos.

Assim, a calibração do SHALSTAB foi realizada por meio da verificação da coincidência espacial entre as cicatrizes dos deslizamentos ocorridos em novembro de 2008 e as áreas designadas instáveis pelo modelo e a construção da curva de validação. Neste sentido, quanto maior for essa coincidência, melhor é considerado o desempenho do SHALSTAB.

4.5 Elaboração do mapa de suscetibilidade a deslizamentos

Após a construção do mapa de suscetibilidade por meio do Fator de Segurança e por meio do modelamento com o SHALSTAB, foi realizado o cruzamentos destes por meio da ferramenta *Overlay/Union* da extensão *Analysis Tools* no *ArcGis*. O mapa de áreas suscetíveis a deslizamentos na microbacia do Ribeirão Baú obtido foi ainda dividido em 3 classes: estáveis, intermediárias e instáveis, conforme suas características topográficas e geotécnicas e a ocorrência de cicatrizes mapeadas em 2008.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este capítulo apresenta-se subdivido em: apresentação e análise dos resultados laboratoriais, mapeamento e caracterização das unidades geotécnicas e mapeamento e análise das áreas suscetíveis a deslizamentos na microbacia do Ribeirão Baú.

5.1 Resultados laboratoriais

5.1.1 Ensaios de Caracterização

Foram realizados os seguintes ensaios de caracterização dos solos: granulometria, densidade, LP e LL e MCT. Os resultados dos ensaios são apresentados na Tabela 2.

Os valores de teor de umidade do solo apresentaram média de 32,7%. O menor valor foi obtido no solo da unidade geotécnica Cgn (18,3%), enquanto os maiores valores ocorreram nas unidades Cpi e Cde (46,2 e 50,4%, respectivamente). Este fato pode estar relacionado ao elevado teor de areia (68%) do solo originado do gnaiss, que retém menos água em seus vazios. Em contrapartida, a unidade Cpi origina um solo argiloso (53% de argila).

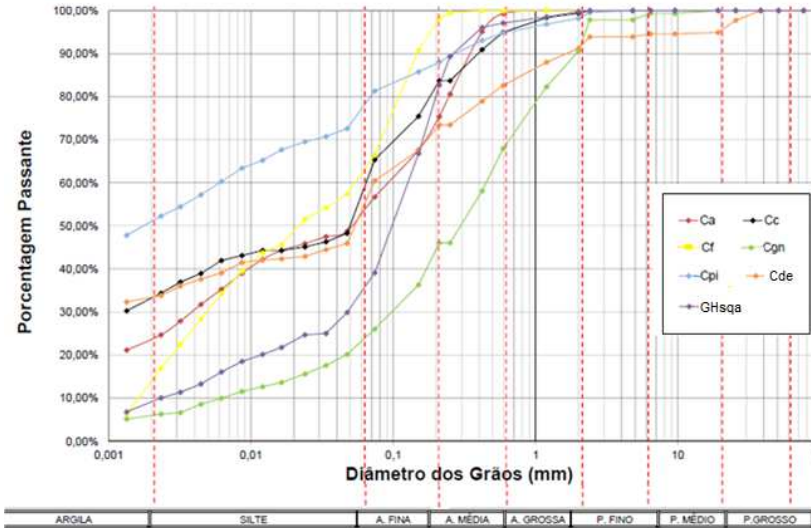
A densidade relativa dos grãos dos solos analisados apresenta-se na faixa entre 2,70 a 3,21. Em geral, os valores de densidade variaram em torno de 2,70. Entretanto, valores elevados correspondem a solos com grande quantidade de óxidos de ferro, como é o caso dos solos das unidades Cpi e Cde, que apresentaram um resultado de 3,02 e 3,21, respectivamente.

Higashi et al. (2012) ressaltam que há uma relação entre a elevada erodibilidade entre os solos e a densidade real das partículas, e que o intervalo considerado mais adequado de densidade para as unidades de Cambissolos e Podzólicos Vermelho-Amarelos do sul do Brasil varia de 2,58 a 2,72. Neste sentido as unidades Cpi e Cde destacam-se por apresentar um valor de densidade muito acima do limite definido pelos autores.

Para analisar a distribuição das dimensões dos grãos nos solos coletados foi realizado o ensaio de granulometria. Os resultados foram representados graficamente por curvas granulométricas, o qual o eixo das abscissas corresponde ao tamanho dos grãos em escala

logarítmica, e das ordenadas à percentagem do material passante (Figura 50).








Figura 50: Curvas granulométricas dos solos das unidades geotécnicas.



Na microbacia em estudo ocorrem solos com composições granulométricas diferenciadas. A maioria dos solos apresentam maior quantidade de grãos finos (argila e silte), sendo eles das unidades Ca, Cc, Cf, Cpi e Cde. Destes, destacam-se os solos oriundos do piroxenito e folhelho por possuírem grande quantidade de finos em sua composição, 77,9% e 61,9%, respectivamente. No entanto, enquanto o solo do piroxenito apresenta a maior parte dos finos composta por argila (52,7%), o solo do folhelho possui a maior parte composta por silte (49,7%).

As unidades Cgn e GHsqa, entretanto, têm maior percentual de areia em relação aos grãos finos, de 68,0% e 66,5% respectivamente. O solo oriundo do gnaiss apresenta a menor percentagem de grãos finos com 5,8% de argila e 16,8% de silte; e, a maior percentagem de areia 68,0%. Sua curva granulométrica (Figura 50) demonstra uma boa distribuição entre os tamanhos de grãos, ou seja, variam desde argila a pedregulho médio.

Tabela 2: Resultados dos ensaios de caracterização física.

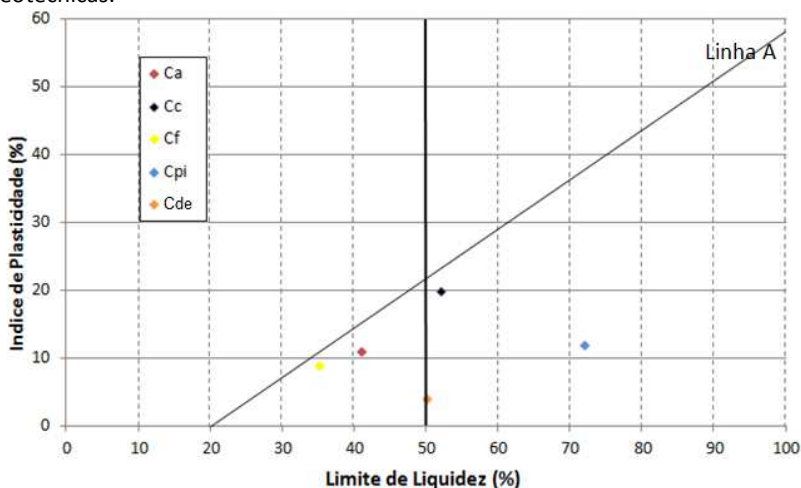
Ensaio geotécnicos		Unidades Geotécnicas						
		Ca	Cc	Cf	Cgn	Cpi	Cde	GHsq
		5YR 4/6	10YR 7/4	2.5YR 5/3	7.5YR 7/4	2.5YR 3/6	5YR 6/8	10YR 3/4
Cor (MUNSELL, 1971)								
Granulometria [%]	Argila	23,5	33,4	12,2	5,8	52,7	34,0	8,6
	Silte	29,0	22,9	49,7	16,8	25,2	20,2	24,7
	A.F.	22,8	27,4	36,3	23,4	10,1	19,3	49,4
	A.M.	23,9	11,2	1,7	21,9	6,8	9,1	14,4
	A.G.	0,7	4,5	0,1	22,6	3,4	8,7	2,7
	Pedr.	0,0	0,6	0,0	9,4	1,8	8,7	0,2
Umidade natural [%]		23,3	33,8	25,9	18,3	46,2	50,4	31,1
Massa específica δ		2,76	2,76	2,70	2,87	3,02	3,21	2,70
Limites de consistência	LL [%]	41	52	35	NL	72	50	NL
	LP [%]	30	32	26	NP	60	46	NP
	IP [%]	11	20	9	NP	12	4	NP
Classificação IP x LL		med. plástico	alt. plástico	med. plástico	-	med. plástico	pouco plástico	-
Característica MCT		expansivo	não expansivo	expansivo	expansivo	não expansivo	não expansivo	expansivo
Atividade da Argila		0,47	0,60	0,74	-	0,23	0,12	-
Classificação Atv. Argila		inativa	inativa	inativa	-	inativa	inativa	-
Índice de vazios e		0,96	1,20	1,03	0,97	2,04	-	-

Obs: LL – limite de liquidez; LP – limite de plasticidade; IP – índice de plasticidade; NL – não líquido; NP – não plástico.

O solo com melhor graduação é o da unidade Cde. Este varia de argila (34,0%) a pedregulho grosso (5,1%). Em contrapartida, os solos das unidades Cf e GHsqa apresentam uma má graduação. Analisando ainda a Figura 50, pode-se dizer que o solo da unidade Cc apresenta uma granulometria descontínua.

Em relação aos limites de consistência dos solos, estes são comparados por meio da linha A de Casagrande, que divide os solos em argila (acima da linha) e silte (abaixo da linha), traçada a partir do Índice de Plasticidade (IP) *versus* Limite de Liquidez (LL), apresentados na Figura 51.

Figura 51: Correlação entre o IP (%) e LL (%) dos solos das unidades geotécnicas.



Observa-se no gráfico da Figura 51 que todos os solos localizam-se abaixo da linha A, ou seja, são classificados como siltes. Ainda, os solos das unidades Ca e Cf caracterizam-se por ser de baixa plasticidade ($LL < 50$) e os solos das unidades Cc, Cpi e Cde de alta plasticidade ($LL > 50$).

Destaca-se que os solos das unidades Cgn e GHsqa foram classificados como não plásticos (NP). Isso se deve a baixa porcentagem de finos nesses solos (22,6% e 33,3%, respectivamente), logo, após tentativas não foi possível a realização do ensaio.

A partir dos resultados dos ensaios de granulometria e de LL e LP, com a obtenção do IP, foi possível calcular a atividade da argila (A), conforme equação (6), para os solos das unidades geotécnicas. Todos os solos foram classificados como atividade inativa. Se um determinado solo apresenta pequena porcentagem de argila, mas possui altos índices de consistência, isto indica que a argila é muito ativa. Esse foi o caso do solo originado do folhelho que tem a menor quantidade de argila (12,2%) em relação aos solos ensaiados. Apesar de ser classificado como inativo, o valor da atividade da argila foi de 0,74, muito próximo do limite da classificação inativa que é de $A < 0,75$.

5.1.2 Classificação dos solos

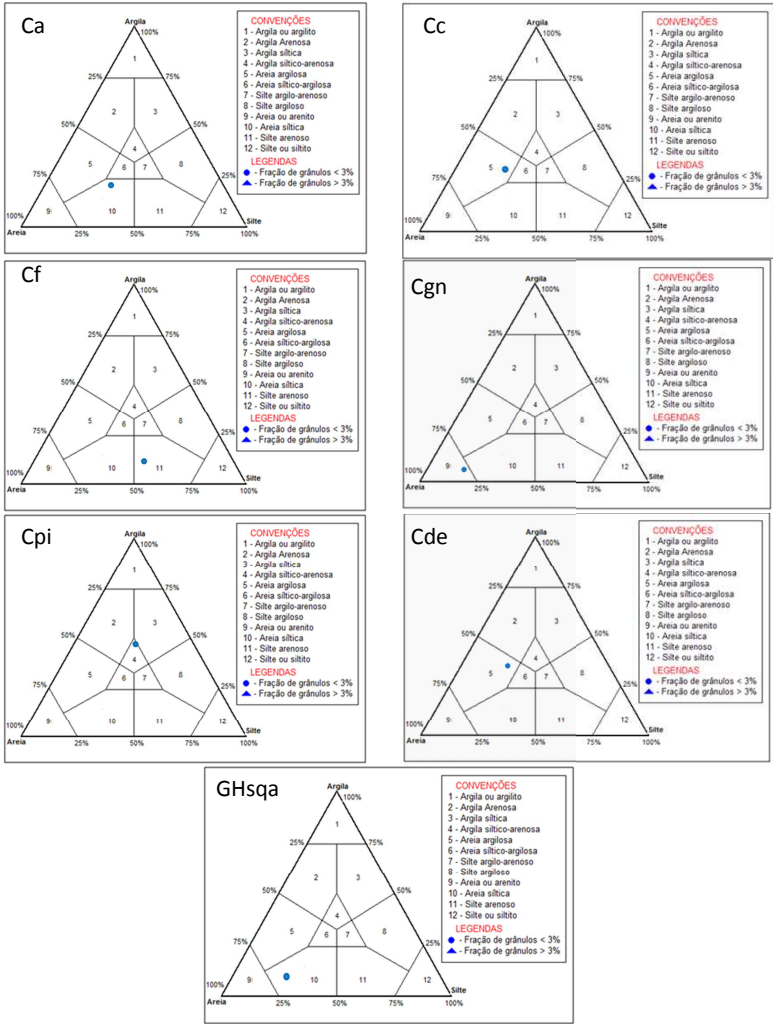
A partir dos ensaios laboratoriais foram realizadas as classificações dos solos, apresentadas no Quadro 9.

Quadro 9: Classificação dos solos das unidades geotécnicas.

Unid. Geotéc.	Tipos de classificação			
	Granulométrica	AASHTO	SUCS	MCT
<i>Ca</i>	Areia siltica	Solo argiloso	ML	NA'-NS'
<i>Cc</i>	Areia argilosa	Areias siltosas ou argilosas	SC	LG'
<i>Cf</i>	Silte arenoso	Solo siltoso	ML	NS'-NA'
<i>Cgn</i>	Areia ou arenito	Areia fina	SF	NA-NS'
<i>Cpi</i>	Argila siltico-arenosa	Solo argiloso	MH	LG'
<i>Cde</i>	Areia argilosa	Areias siltosas ou argilosas	SC	LG'
<i>GHsqa</i>	Areia siltica	Areia fina	SF	NA

A composição granulométrica determina as características de comportamento dos solos grossos, por não apresentarem propriedades correlacionadas com a plasticidade. A classificação granulométrica dos solos utilizando o diagrama triangular de Shepard (1954) é apresentada na Figura 52. Foram somadas as porcentagens de pedregulho e areia.

Figura 52: Classificação granulométrica dos solos por meio do diagrama triangular de Shepard.



No entanto, para fins geotécnicos, as classificações devem levar em consideração tanto a granulometria dos solos como a sua plasticidade. Neste sentido, destacam-se as classificações AASHTO e SUCS.

A AASHTO classifica os solos em oito grupos (A1 a A8) conforme o comportamento para pavimentação rodoviária. Os solos granulares compreendem os grupos A1, A2, A3, os solos finos os grupos A4, A5, A6, A7 e as turfas o grupo A8.

O SUCS divide os solos em granulação grossa e granulação fina. Os solos de granulação grossa subdividem-se em areias ou pedregulhos. Os solos de granulação fina (siltes e argilas) podem ser subdivididos em relação ao LL, menor que 50% e maior que 50%.

O solo da unidade Ca possui granulação bem distribuída entre argila (23,5%), silte (29,0%) e areia fina (22,8%) e média (23,9%) e LL menor que 50%. Neste sentido foi classificado como areia fina, siltosa ou argilosa com pequena plasticidade (ML). Esse tipo de solo possui nenhuma a pequena resistência a seco (esmagamento pelos dedos), rápida a lenta dilatação e nenhuma rigidez, conforme observado no ensaio de Godoy.

O solo da unidade Cc apresenta granulação com predominância de areia (43,1%). O solo pertence ao grupo das areias com finos, pois apresenta ainda elevada quantidade de argila e silte (56,3%), sendo estes plásticos. Logo, é classificado por SUCS como areia argilosa (SC), com mistura bem graduada de areia e argila. Pela AASHTO o solo é classificado como areia siltosa ou argilosa.

O solo da unidade Cf, por possuir granulação predominante fina, principalmente silte, e LL menor que 50%, foi classificado como solo siltoso inorgânico com pequena plasticidade (ML). Esse tipo de solo possui nenhuma a pequena resistência a seco (esmagamento pelos dedos), rápida a lenta dilatação e nenhuma rigidez.

No solo da unidade Cgn há predominância de areia. Assim, foi classificado como areia fina pela AASHTO e como areia siltosa, com mistura mal graduada de areia e silte (SF) pelo SUCS. Ainda, os finos presentes nesse solo não apresentam plasticidade.

O solo da unidade Cpi possui granulação basicamente composta por argila e silte e LL maior que 50%, assim, foi classificado em solo argiloso pela AASHTO e em siltoso inorgânico com elevada plasticidade (MH) pelo SUCS. Esse tipo de solo possui pequena a média resistência a

seco (esmagamento pelos dedos), lenta a nenhuma dilatação e pequena a média rigidez.

O solo da unidade Cde possui boa distribuição entre argila (34,0%), silte (20,2%) e areia (37,1%). Devido à predominância da areia e quantidade apreciável de finos (54,2%), o solo é classificado como areia argilosa na análise granulométrica e pela AASHTO e por areia argilosa, com mistura bem graduada de areia e argila (SC) pelo SUCS.

Por fim, o solo da unidade GHsq foi classificado como solo de granulação grossa, areia com finos, por possuir apreciável quantidade de silte (24,7%), no entanto, a fração fina não apresenta plasticidade. Assim, foi classificado pelo SUCS com a sigla SF: areias siltosas, misturas mal graduadas de areia e silte.

A classificação MCT é feita a partir dos valores de contração e penetração em pastilhas de solos e a caracterização dos grupos, descrita a seguir, com base em Nogami e Villibor (1995). Separa os solos tropicais em duas grandes classes, os de comportamento laterítico (L) e os de comportamento não laterítico (N) (primeira letra), que se subdividem em A, A', S', G' (segunda letra), complementando a classificação, com a indicação da fração granulométrica predominante.

Deste modo, o solo da unidade Ca foi classificado como NA'-NS', ou seja, equivalência entre NA': areias siltosas e areias argilosas não-lateríticas; e NS': siltes caulíníticos e micáceos, siltes arenosos e siltes argilosos. Enquanto que o solo da unidade Cf foi classificado como NS'-NA', equivalência entre NS' e NA'. Os solos do grupo NA' são originados de rochas ricas em quartzo, assim, granulometricamente, são misturas de areias quartzosas com finos, de comportamento não laterítico. Muitas de suas variedades podem ser excessivamente expansivas, muito resilientes, ou ainda, muito sujeitas à erosão hidráulica. O grupo NS' compreende sobretudo os solos saprolíticos silto-arenosos. Em suas condições naturais, esses solos apresentam geralmente baixa massa específica aparente seca, podem ser colapsíveis e ter baixa capacidade de suporte. Nos taludes de cortes, predominam variedades com erodibilidade de média a elevada.

O solo da unidade Cgn foi classificado como NA-NS', equivalência entre NA: areias siltosas com siltes quartzosos e siltes argilosos não-lateríticos; e NS': siltes caulíníticos e micáceos, siltes arenosos e siltes argilosos. Além do grupo NS' já exemplificado, os solos do grupo NA estão associados a rochas sedimentares ou metamórficas. São areias,

siltos e misturas de areias e siltos, nos quais os grãos são constituídos essencialmente de quartzo e/ou mica. Praticamente não possuem finos argilosos coesivos e siltos caoliníticos. As areias e siltos quartzosos não são expansivos ou muito pouco expansivos. Quando compactados, possuem capacidade de suporte de pequena a média e, geralmente, são muito erodíveis.

Os solos das unidades Cc, Cpi e Cde foram classificados como LG': argilas lateríticas. Os solos lateríticos, típicos de regiões quentes e úmidas, têm sua fração de argila constituída predominantemente por minerais cauliníticos e apresentam elevada concentração de ferro e alumínio na forma de óxidos e hidróxidos, ocasionando uma coloração avermelhada, observada no solo originado do piroxenito. Outra característica dos solos lateríticos observada na unidade Cpi é a elevada média do índice de vazios, de 2,04. Na unidade Cc a média do índice de vazios é de 1,20. Quando compactado, entretanto, sua capacidade de suporte é elevada, sendo por isto muito empregado em pavimentação e em aterros.

E o solo da unidade GHsq foi classificado como NA: areias siltosas com siltos quartzosos. Praticamente, não possuem finos argilosos coesivos e siltos caoliníticos. As areias e siltos quartzosos não são expansivos ou muito pouco expansivos, ao passo que as variedades micáceas podem ser altamente expansivas. Quando compactados, possuem capacidade de suporte de pequena a média e, geralmente, são muito erodíveis.

5.1.3 Ensaio de Resistência ao Cisalhamento

O ensaio de cisalhamento direto foi realizado para estimar os parâmetros de resistência ao cisalhamento, coesão e ângulo de atrito nas unidades Ca, Cc, Cf, Cgn e Cpi.

Na determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos, os ensaios foram realizados em amostras inundadas, simulando a condição mais desfavorável e possivelmente aquela que ocorreu no momento dos deslizamentos em novembro de 2008. Ressalta-se que a presença de água, embora pouco influencie no valor do ângulo de atrito, há uma notável influência sobre a coesão, que diminui com a inundação do solo.

Após a realização dos ensaios obteve-se dois gráficos, um da tensão cisalhante *versus* a deformação horizontal e outro da deformação vertical *versus* horizontal, apresentados na Figura 53.

Observa-se nos gráficos que os solos apresentaram o mesmo comportamento. Excetua-se o gráfico de deformação vertical *versus* a deformação horizontal, que indica se houve diminuição ou aumento de volume durante o cisalhamento, da unidade geotécnica Cgn. Conforme a Figura 53, o solo arenoso originado do gnaiss expandiu após a ruptura. Quanto maior a compactidade e o entrosamento entre os grãos, maior a tendência da amostra em aumentar de volume durante o ensaio de cisalhamento.

Figura 53: Tensão cisalhante, deformação horizontal e vertical no ensaio de cisalhamento direto.

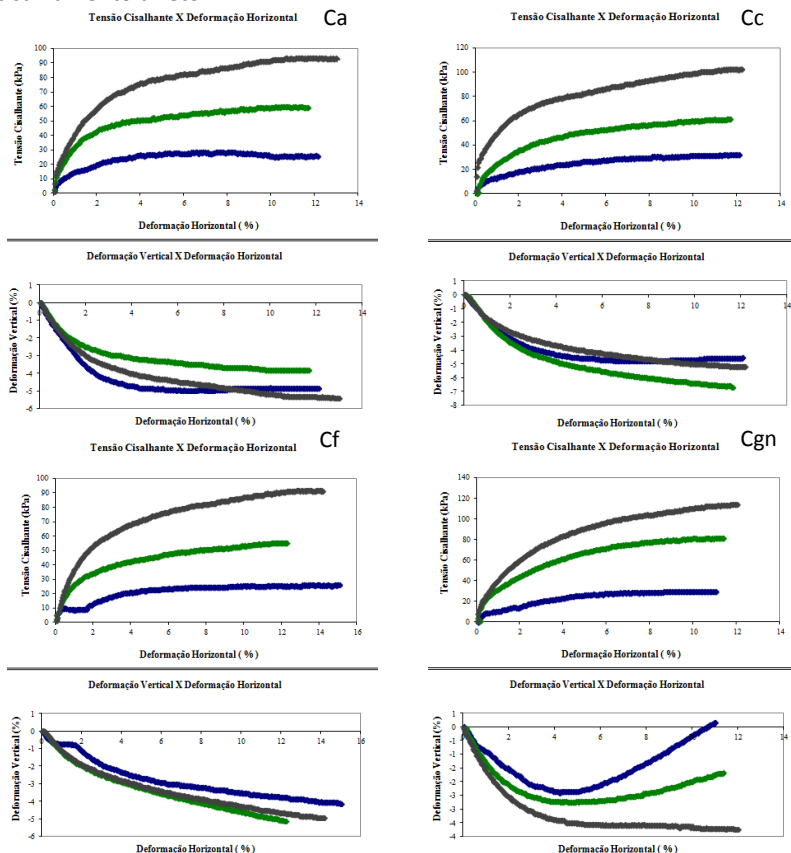
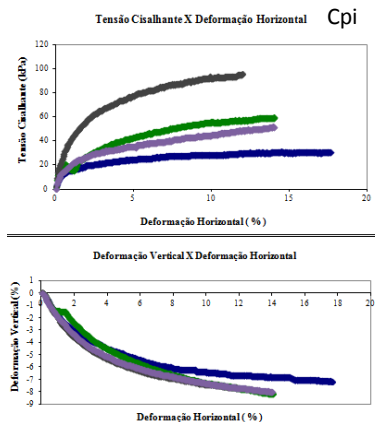


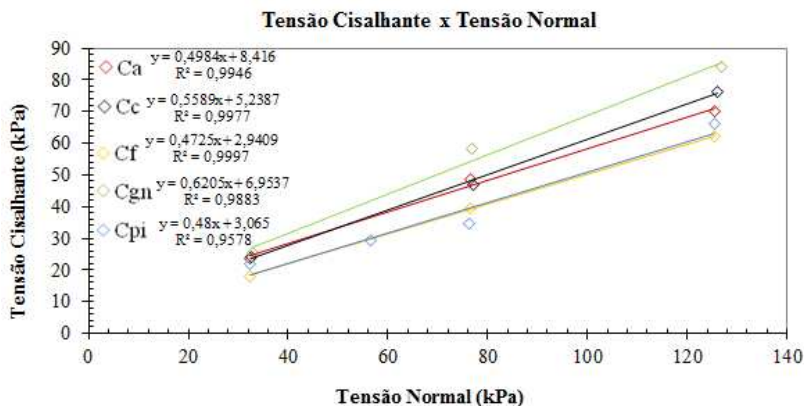
Figura 53: Tensão cisalhante, deformação horizontal e vertical no ensaio de cisalhamento direto.



A Figura 54 apresenta o gráfico de tensão cisalhante *versus* tensão normal, os pares de valores para cada solo foi obtido nos 3 estágios do ensaio, com tensões normais de 33, 78 e 128kgf. O solo da unidade Cpi foi cisalhado com um quarto estágio, onde foi aplicada uma tensão intermediária de 58kgf.

Por intermédio da envoltória, foram obtidos os parâmetros de resistência do solo coesão (c) e ângulo de atrito interno (φ); e a partir do ensaio, pôde-se ainda, calcular o peso específico natural do solo (γ_{nat}).

Figura 54: Tensão cisalhante *versus* tensão normal das unidades geotécnicas.



Os parâmetros obtidos no ensaio de cisalhamento direto para os solos das unidades geotécnicas em que ocorreram deslizamentos estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3: Parâmetros obtidos no ensaio de cisalhamento direto.

Un. Geotécnica	<i>Parâmetros de resistência ao cisalhamento</i>		
	Coesão efetiva c' [kPa]	Ângulo de atrito φ [graus]	Peso específico natural γ_{nat} [g/cm ³]
Ca	8,42	26,5	1,74
Cc	5,24	29,2	1,68
Cf	2,94	25,3	1,68
Cgn	6,95	31,8	1,73
Cpi	12,96	15,8	1,46

Observa-se que os parâmetros de resistência do solo (c' e φ) apresentaram valores esperados para um perfil típico de solo residual em um horizonte C. Com exceção do valor de coesão do solo originado do folhelho, que se apresentou abaixo do obtido nos outros solos ensaiados.

Os valores de coesão variaram de aproximadamente 3 a 13 kPa. Conforme citado acima, o menor valor de coesão foi encontrado no solo da unidade Cf (2,94 kPa). Apesar de apresentar elevada quantidade de finos em sua composição, sobretudo silte, o baixo valor de coesão pode estar relacionado ao caráter expansivo de solos originados do folhelho.

Solos expansivos são solos coesivos que aumentam de volume quando umedecidos e se contraem quando ressecam. São constituídos preferencialmente por argilominerais com estrutura laminar potencialmente instáveis, tais como a montmorilonita, vermiculita, clorita e interestratificados. Segundo Vargas (1977), a presença dos argilominerais no solo contribui, de forma geral, na plasticidade, coesão, bem como no comportamento expansivo. Logo, esses solos possuem limites de liquidez elevados e alta plasticidade.

O inchamento das frações finas do solo é o fenômeno da variação do volume aparente, provocado pela absorção de água livre pelos grãos e que incide sobre a sua massa unitária. Essa característica foi observada nas pastilhas de solo da unidade Cf durante a execução do ensaio MCT (Figura 55).

Figura 55: Característica expansiva do solo originado do folhelho no ensaio MCT.



Os solos expansivos são de difícil identificação, pois a expansão não depende unicamente das propriedades intrínsecas do solo, mas também das condições em que se encontram e das que são impostas, como a aplicação de tensão à amostra. Assim, esses solos apresentam aumento de volume ao serem desconfinados.

Para se obter mais dados que comprovem a característica expansiva do solo da unidade geotécnica Cf indica-se a verificação dos argilominerais presentes no solo.

Em contrapartida, o maior valor de coesão apresentado foi o da unidade Cpi (12,96 kPa). Isso se deve a elevada porcentagem de argila presente no solo, que é mais de 50%.

Quanto ao ângulo de atrito, os valores variaram de aproximadamente 16 a 32°. A variação dos valores está relacionada à distribuição granulométrica e à composição dos solos, ou seja, quanto maior a porcentagem de areia maior o ângulo de atrito. Logo, o solo da unidade Cgn, além de ter uma boa graduação, é composto por 68% de areia, e apresentou φ igual a 31,8°, enquanto que a unidade Cpi com 20,3% de areia, apresentou φ igual a 15,8°.

O peso específico natural dos solos, que representa a média dos valores referentes a cada estágio do ensaio de cisalhamento direto, não apresentou variação significativa entre os solos, variando de 1,5 a 1,7 g/cm³. A unidade Cpi se destacou por apresentar um valor de γ_{nat} abaixo dos outros solos, além de, apresentar um elevado índice de vazios.

A média dos parâmetros para todos os solos ensaiados foi da coesão igual a 7,3 kPa, do ângulo de atrito igual a 25,7° e do peso específico natural igual a 1,7 g/cm³.

5.1.4 Ensaio de Compressibilidade

Foi realizado o ensaio de compressão confinada na condição inundada para estimar a permeabilidade dos solos nas unidades Ca, Cc, Cf, Cgn e Cpi. Os coeficientes de permeabilidade (k), alcançados a partir deste tipo de ensaio, são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4: Parâmetro obtido no ensaio de compressão confinada.

Un. Geotécnica	Permeabilidade k [cm/s]
Ca	$4,3 \cdot 10^{-4}$
Cc	$1,7 \cdot 10^{-5}$
Cf	$1,4 \cdot 10^{-5}$
Cgn	$1,2 \cdot 10^{-5}$
Cpi	$1,8 \cdot 10^{-5}$

A velocidade do escoamento da água pelos vazios do solo, expressada numericamente pelo coeficiente de permeabilidade (k), está em forma de potenciação. Percebe-se que o valor de k variou para os solos das unidades de $4,3 \cdot 10^{-4}$ a $1,2 \cdot 10^{-5}$ cm/s, sendo também influenciado pelo índice de vazios e granulometria.

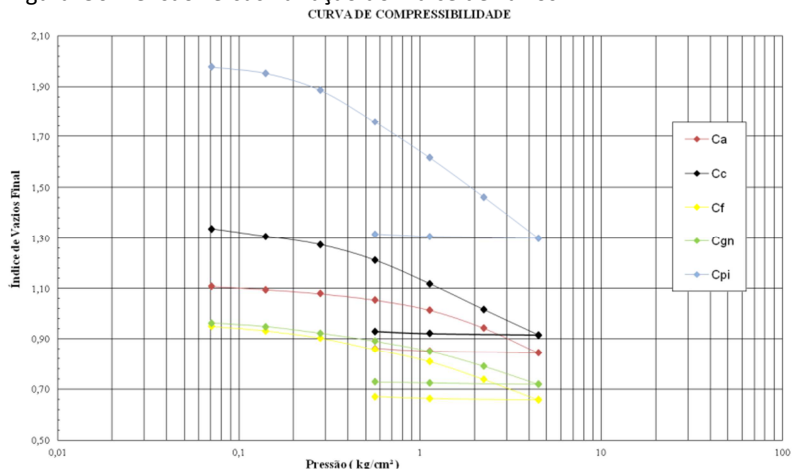
Cabe destacar que o valor de k para o solo da unidade Ca apresentou-se distinto dos valores dos outros solos. Esse fato pode estar relacionado à execução do ensaio, que enquanto a amostra de Ca foi ensaiada em um tipo de prensa as amostras de Cc, Cf, Cgn e Cpi foram ensaiadas em outra prensa do laboratório.

Então, não levando em consideração o valor k de Ca, o solo da unidade Cpi foi o que apresentou o maior coeficiente de permeabilidade $1,8 \cdot 10^{-5}$ cm/s. Logo, este tipo de comportamento pode estar relacionado ao seu elevado índice de vazios e à sua granulometria. Apesar de ser um solo argiloso, o que poderia indicar baixa permeabilidade, as partículas podem-se apresentar em grumos formando uma estrutura em macroporos, pelos quais a água escoar com maior facilidade.

A Figura 56 apresenta o gráfico de variação do índice de vazios *versus* tensão efetiva vertical. À medida que é aplicada uma tensão normal na superfície do corpo de prova ocorre uma deformação vertical. A variação volumétrica se dará por meio da expulsão do ar e do escoamento da água pelos vazios da amostra. Com o acréscimo da

tensão vertical ocorre a redução do índice de vazios, bem como a redução de k .

Figura 56: Tensão *versus* variação do índice de vazios.

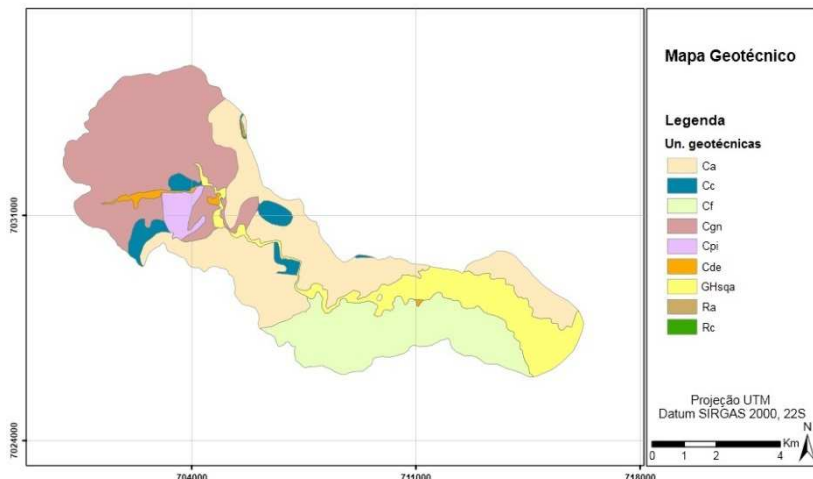


Por meio do gráfico é possível observar que os valores de deformação são diferentes entre os solos, principalmente na unidade Cpi. Nota-se que as deformações verticais são mais significativas neste solo.

5.2 Mapeamento geotécnico da microbacia do Ribeirão Baú

As unidades geotécnicas compõem polígonos que representam áreas de solos com comportamento geomecânico semelhante. Foram mapeadas na microbacia do Ribeirão Baú nove unidades geotécnicas, representadas na Figura 57.

Figura 57: Unidades geotécnicas na microbacia do Ribeirão Baú.



A seguir é apresentada a caracterização das unidades geotécnicas mapeadas na microbacia do Ribeirão Baú, e na Tabela 5 pode-se observar uma síntese de suas características principais.

▪ Cgn - Cambissolo substrato gnaíse

A maior área da microbacia é composta pela unidade Cgn (30,8%), que possui 19,3 km².

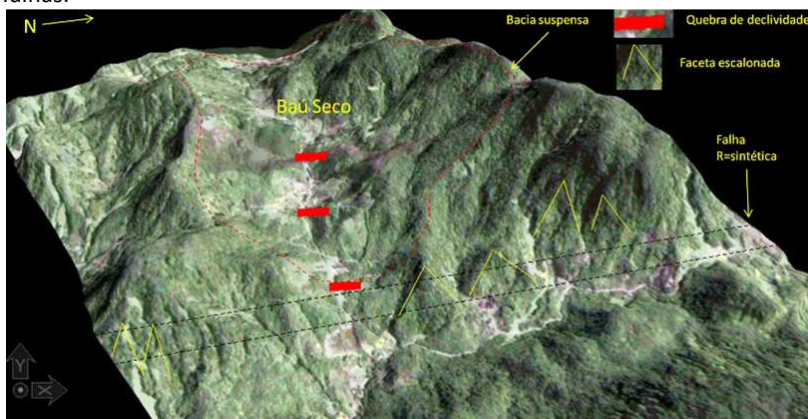
O substrato dessa unidade geotécnica é composto pela rocha gnaíse, pertencente ao domínio geológico Complexo Luiz Alves. A rocha possui estrutura foliada ou bandada com direções variadas, e coloração em geral cinza esverdeada (Figura 59). Microscopicamente, apresenta mais de 20% de feldspato potássico (microclínio e/ou ortoclásio), plagioclásio (albita, oligoclásio, andesina), e ainda quartzo e biotita (ÉGAS, 2011). De acordo com Tomazzoli et al. (2012), podem ser

observados, ainda, pequenos cristais arredondados de olivina. A rocha exibe com frequência enclaves máficos ou ultramáficos de diversos tamanhos, com formas angulosas ou arredondadas e diferentes estágios de assimilação.

O substrato rochoso é cortado por numerosas falhas e zonas de cisalhamento que colocam as rochas deste complexo em contato com as rochas do Grupo Itajaí. Os grandes lineamentos N30°E recortam todo o Maciço do Baú a norte do Vale do Rio Itajaí. Estas estruturas controlam os vales fluviais profundos e retilíneos que apresentam encostas com alta declividade. Estes vales, muitas vezes, são preenchidos por depósitos sedimentares colúvio-aluvionares (TOMAZZOLI et al., 2012).

O relevo possui escalonamentos e desenvolvimento de bacias suspensas (como no Ribeirão Baú Seco) apresentados na Figura 58 por Égas (2011), além de feições geomorfológicas de facetas triangulares e quebra de declividades nos perfis longitudinais dos rios, que indicam presença de falhas com reativação recente.

Figura 58: Bacias suspensas e escalonamento do relevo na alta bacia do Ribeirão Baú; facetas triangulares e quebra de declividade indicam zonas de falhas.



Fonte: Égas (2011).

A maior parte da unidade apresenta relevo forte ondulado, que se caracteriza por uma superfície de topografia movimentada, formada por outeiros e/ou morros (elevações de 50 a 100m e de 100 a 200m de altitudes relativas, respectivamente) e raramente colinas, com declives fortes, predominantemente variáveis de 20 a 45%; e montanhoso, com predomínio de formas acidentadas na topografia, usualmente constituídas por morros, montanhas, maciços montanhosos e alinhamentos montanhosos, apresentando desnivelamentos relativamente grandes e declives fortes e muito fortes, predominantemente variáveis de 45 a 75% (EMBRAPA, 2006). Ainda, ocorrem algumas áreas com superfícies muito íngremes e escarpamentos, apresentam relevo escarpado, com declividade maior que 75%.

A unidade Cgn caracteriza-se por possuir solo residual, tendo sido constatado um horizonte C profundo e horizonte B incipiente, sem lençol freático próximo a superfície, os Cambissolos originados do gnaiss (Complexo Luiz Alves) apresentam saturação de bases variável, normalmente argila de atividade baixa e textura argilosa e muito argilosa. Nas Análises Mineralógicas por Difração de Raios X realizadas por Tomazzoli et al. (2012) foram identificados caolinita, hematita, goethita e ilita como minerais pedogenéticos, além de quartzo, plagioclásio e anfibólio como minerais reliquiais, provenientes da intemperização da rocha matriz, representada por gnaiss granulítico.

O solo proveniente do gnaiss apresenta coloração alaranjada (Figura 59), de acordo com a tabela de Munsell (1971) 7.5YR 7/4. O solo é arenoso, apresentando a maior porcentagem de areia em relação às outras unidades geotécnicas da microbacia, 68%. Assim, caracteriza-se por não apresentar plasticidade, por possuir baixo teor de umidade natural (18%), e ainda índice de vazios e elevado ângulo de atrito entre os grãos, de 32°.

Em relação aos usos do solo na unidade geotécnica, em grande parte é composta por vegetação arbórea. Outros usos observados foram pastagem e plantação de eucalipto.

Figura 59: Rocha gnaiss e solo originado na unidade geotécnica Cgn.



Fonte: Tomazzoli, 2012.

▪ Cpi - Cambissolo substrato piroxenito

A unidade geotécnica Cpi não ocupa grande área da microbacia, com 1,35 km², equivalente a 2,15%.

O substrato dessa unidade é composto pela rocha piroxenito, pertencente aos chamados núcleos máficos e ultramáficos do Complexo Luiz Alves. Apresenta cor preta ou cinza escuro e textura equigranular geralmente grossa, cujo principal mineral é o piroxênio (Figura 60). Ao microscópio exibem plagioclásio, augita, pigeonita, hiperstênio e óxidos de ferro titânio como minerais essenciais; horblenda, actinolita, biotita e clorita como minerais secundários, de origem metamórfica ou hidrotermal (TOMAZZOLI et al., 2012).

A maior parte da unidade apresenta relevo forte ondulado, que se caracteriza por uma superfície de topografia movimentada, formada por outeiros e/ou morros (elevações de 50 a 100m e de 100 a 200m de altitudes relativas, respectivamente) e raramente colinas, com declives fortes, predominantemente variáveis de 20 a 45%. E em menor parte, ondulado, de topografia pouco movimentada e declives moderados, predominantemente variáveis de 8 a 20% (EMBRAPA, 2006).

O manto de alteração residual do piroxenito apresenta coloração avermelhada (Figura 60), de acordo com a tabela de Munsell (1971) 2.5YR 3/6. O solo é argiloso, apresentando a maior porcentagem de argila em relação às outras unidades geotécnicas da microbacia, 52,7%. O solo apresenta ainda, uma elevada média do índice de vazios, elevados valores do teor de umidade natural, de densidade e de coesão.

Em relação aos usos do solo, em grande parte da unidade há o plantio de eucalipto. Outros usos observados foram a cultura de palmito, pinus, pastagens nas áreas mais baixas, solo exposto e mata nas maiores altitudes.

Figura 60: Rocha piroxenito e solo originado na unidade geotécnica Cpi.



▪ **Ca - Cambissolo com substrato de arenito**

A unidade geotécnica Ca possui a segunda maior área (18,6 km²), correspondendo a 29,6% da microbacia.

Geologicamente, é constituída pela rocha arenito arcoseano, pertencente ao Grupo Itajaí. O termo arenito corresponde à areia litificada. A rocha é composta por quartzo, feldspato (ou outros minerais de origem ígnea) e fragmentos líticos. Os arenitos arcoseanos ou arcósios contêm mais de 25% de feldspato de origem detrítica. O arcósio típico é uma rocha de granulação grossa e coloração cinza ou rósea-avermelhada, esta última atribuída a fragmentos de feldspatos potássicos. O arcósio presente na microbacia apresenta coloração cinza (Figura 61). Esta rocha encontra-se assentada sobre o Complexo Luiz Alves e está interdigidada, em alguns setores, em camadas sobre o conglomerado.

A maior parte do relevo da unidade é forte ondulado, que se caracteriza por uma superfície de topografia movimentada, formada por outeiros e/ou morros (elevações de 50 a 100m e de 100 a 200m de altitudes relativas, respectivamente) e raramente colinas, com declives fortes, predominantemente variáveis de 20 a 45%; e montanhoso, constituído por morros, montanhas, maciços montanhosos e alinhamentos montanhosos, apresentando declives fortes e muito

fortes, predominantemente variáveis de 45 a 75%. E em algumas áreas apresenta relevo ondulado, caracterizado por possuir topografia pouco movimentada e declives moderados, predominantemente variáveis de 8 a 20% (EMBRAPA, 2006). Os vales são também mais estreitos e mais encaixados.

A unidade é formada por solo residual, de coloração marrom (Figura 61), classificada pela tabela de Munsell (1971) por 5YR 4/6. O solo é arenoso predominantemente, com 47,4% de areia em sua composição. Logo, apresentou baixo teor de umidade em relação aos solos mais argilosos, de 23,3%, e a menor média do valor do índice de vazios, de 0,96.

Os usos e cobertura do solo da unidade é basicamente composta por vegetação arbórea, pastagens e cultivo de eucalipto e pinus.

Figura 61: Rocha arenito e solo originado na unidade geotécnica Ca.



▪ Cc - Cambissolo substrato conglomerado

A unidade geotécnica Cc possui uma área de 2,12 km², correspondente a 3,4% da área da microbacia do Ribeirão Baú.

Seu substrato é composto pela rocha conglomerado, pertencente ao Grupo Itajaí. É uma rocha derivada de depósito fluvial formado num ambiente deposicional de águas muito agitadas (alta energia) que já sofrera diversos processos de deformação devido à reativação da bacia do Itajaí. O arcabouço desta rocha é caracterizado por seixos e areia grossa agrupados por um cimento químico, formando um depósito consolidado (Figura 62). O conglomerado foi encontrado em diversas situações intercalado e intedigitado dentro do arenito,

encontrando-se sobre sistemas de falhas e, algumas vezes, com basculamentos de grandes blocos falhados (ÉGAS, 2011).

O relevo da unidade caracteriza-se por ser forte ondulado, formada por outeiros e/ou morros com elevações de 50 a 100m e de 100 a 200m de altitudes relativas, respectivamente, e raramente colinas, com declives fortes, predominantemente variáveis de 20 a 45%. O relevo também se apresenta ondulado, de topografia pouco movimentada e declives moderados, predominantemente variáveis de 8 a 20% (EMBRAPA, 2006).

O manto de alteração do conglomerado apresenta coloração de acordo com a tabela de Munsell (1971) 10YR 7/4 (Figura 62). O solo apresenta granulometria bem distribuída entre a fração de grãos finos (argila e silte) e grossos (areia), de 56,3% e 43,1%, respectivamente. Caracterizou-se ainda por apresentar alta plasticidade e média do índice de vazios maior que os solos de algumas unidades.

Em relação aos usos do solo, observou-se na unidade mata, pastagem, cultivo de eucalipto e palmito.

Figura 62: Rocha conglomerado e solo originado na unidade geotécnica Cc.



▪ **Cf - Cambissolo substrato folhelho**

A unidade geotécnica Cf possui a terceira maior área, com 12,3 km², correspondente a 19,7% da área da microbacia.

Seu substrato é composto pela rocha folhelho, pertencente ao Grupo Itajaí. Folhelhos são rochas sedimentares detríticas, ricas em elementos de fração fina, como os siltes e argilas. Uma de suas características mais marcantes é a presença de fissilidade, que é a propriedade que algumas rochas possuem de se partir facilmente em placas com superfícies planas aproximadamente paralelas e finamente

espaçadas, oriunda da orientação paralela dos constituintes micáceos durante o processo de deposição, compactação e com a concomitante recristalização (Figura 63).

O relevo da unidade caracteriza-se por ser forte ondulado, formada por outeiros e/ou morros com elevações de 50 a 100m e de 100 a 200m de altitudes relativas, respectivamente, e raramente colinas, com declives fortes, predominantemente variáveis de 20 a 45%; e montanhoso, com predomínio de formas acidentadas na topografia e declividade variando de 45 a 75%. O relevo ainda ocorre, em menor parte, do tipo ondulado, com topografia pouco movimentada e declives moderados, predominantemente variáveis de 8 a 20% (EMBRAPA, 2006).

No Grupo Itajaí, originam os solos residuais Cambissolos álicos com argila de atividade alta ou baixa, dependendo da presença de minerais expansivos, textura argilosa e presença ou não de seixos na massa do solo. O solo originado do folhelho apresenta coloração marrom rosada, de acordo com a tabela de Munsell (1971) 2.5YR 5/3 (Figura 63). O solo é siltoso (50% dos grãos do solo é silte). No entanto, apesar de possuir elevada quantidade de finos em sua composição, apresentou um baixo valor de coesão, que pode estar relacionado ao caráter expansivo dos minerais presentes nesse solo.

Em relação aos usos do solo, a maior parte da unidade é composta por mata, pastagem e cultivo de eucalipto, e em menor área por cultivo de banana, solo exposto e aglomeração urbana.

Figura 63: Rocha folhelho e solo originado na unidade geotécnica Cf.



Fonte: Tomazzoli, 2012.

▪ Cde - Cambissolo substrato depósito de encosta

A unidade geotécnica Cde possui uma área de 0,52 km², ocupando apenas 0,82% da área da microbacia.

Os depósitos coluviais do período Quaternário são constituídos por sedimentos inconsolidados, com grande variação granulométrica, incluindo depósitos areno-argilosos e areno-siltico argilosos, com estratificação incipiente ou ausente, incluindo depósitos *in situ* (KAUL et al., 2002). Ocorrem comumente na forma de rampas constituindo os depósitos dos sopés das encostas. Os modelados foram esculpidos sobre sedimentos depositados por fluxos torrenciais nas porções distais de rampas pedimentares, leques de espreadimento e cones de dejeção. Localmente estes depósitos podem se apresentar ravinados pela ação das águas de escoamento superficial difuso e/ou concentrado (TOMAZZOLI et al., 2012). O desastre de 2008 deixou muitos sedimentos inconsolidados provenientes dos fluxos de detritos.

A maior parte do relevo da unidade é ondulado, com superfície de topografia pouco movimentada, constituído por conjunto de colinas e/ou outeiros com declives moderados de 8 a 20%. Algumas áreas apresentam ainda relevo suave ondulado, constituído por conjunto de colinas e/ou outeiros com elevações de altitudes até 100m e declives suaves de 3 a 8%.

Esse solo possui origem residual, no entanto, por sofrer transporte, atualmente é classificado como sedimentar. Devido a antigos deslizamentos e ao transporte pela água de massas de solo, é um material muito fofo e em geral contendo muitos blocos soltos. Granulometricamente é bem distribuído, contendo 34% de argila, 20% de silte, 19% de areia fina, 9% de areia média, 9% de areia grossa, 3% de pedregulho fino, 0,3% de pedregulho médio e 5% de pedregulho grosso. É um solo de coloração marrom alaranjada (Figura 64), classificado pela tabela de Munsell (1971) por 5YR 6/8. Apresenta pouca plasticidade, elevada densidade e teor de umidade natural.

Muitas vezes, a presença de solo coluvial pode ser identificada pelo tipo de vegetação. A cultura de banana é comum nesse tipo de solo, devido à baixa compacidade (muito fofos) e à elevada umidade. No entanto, na microbacia a unidade Cde é composta em maior parte por pastagem, áreas com solo exposto e algumas residências.

Figura 64: Solo originado na unidade geotécnica Cde.



▪ **GHsqa - Gleissolo substrato sedimentos quaternários aluviais**

A unidade geotécnica GHsqa, localizada a jusante do Ribeirão Baú em cotas mais baixas que as demais unidades, ocupa uma área de 8,4 km², correspondente a 13,4% da microbacia.

Geologicamente, é constituída por areias, cascalheiras e sedimentos siltico-argilosos inconsolidados, depositados em planície de inundação, terraços e calhas da rede fluvial no período Holocênico (KAUL et al., 2002). A maior parte do relevo da unidade é plano, com superfície de topografia levemente inclinada ou horizontal, onde os desnivelamentos são muito pequenos, com declividades variáveis de 0 a 3%. Em menor área o relevo é suave ondulado, com superfície de topografia pouco movimentada, constituída por elevações de altitudes relativas de até 50m e 100m, apresenta declives suaves, predominando variáveis de 3 a 8%. O modelado de acumulação em terraço aluvial apresenta rupturas de declive em relação ao leito do rio e às várzeas.

A unidade é formada por solos de origem sedimentar, classificados como solos aluviais. Foi mapeado como gleissolo, que se caracteriza por ser medianamente profundo, mal drenado e com permeabilidade muito baixa. O termo glei indica intensa redução de ferro durante o desenvolvimento do solo, sob condições de má drenagem ou alagamento. A uma profundidade de cerca de 1m, apresenta cor marrom escura (Figura 65), classificado segundo Munsell (1971) por 10YR 3/4. Granulometricamente, predomina a fração areia (66,5%) em relação a argila (8,6%) e silte (24,7%), logo não apresenta

plasticidade. O solo, ainda, possui o menor teor de umidade natural, em relação aos outros solos da área de estudo.

Nesta unidade encontram-se como uso e ocupação do solo, especialmente arroz irrigado, sendo que, segundo IBGE (2003) a presença desta cultura faz com que haja a possibilidade de uma gleização nas camadas superficiais do solo. Ainda há áreas com pastagem, solo exposto e pequena aglomeração urbana. A unidade não é suscetível à ocorrência de movimentos de massa naturais, no entanto, pode apresentar solos com baixa capacidade de suporte e alta expansibilidade e compressibilidade, o que representa em uma maior dificuldade para possíveis implantações de obras de engenharia.

Figura 65: Solo originado na unidade geotécnica GHsq.



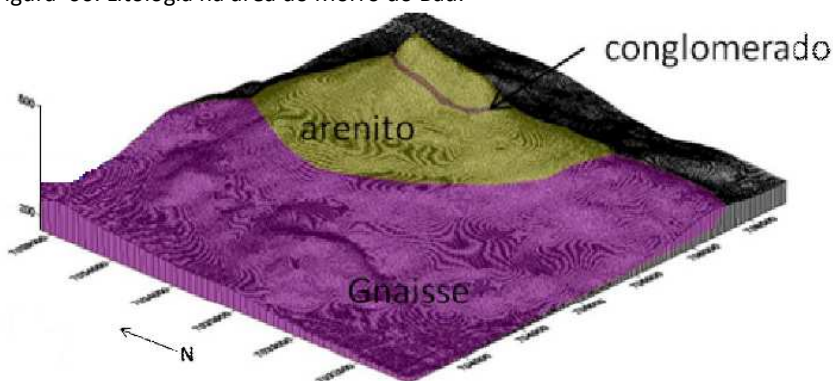
▪ **Ra e Rc - Litólico substrato arenito e conglomerado**

Essas unidades possuem uma área pouco expressiva na microbacia, de 0,03 km² cada, ocupando no total apenas 0,08%.

No Morro do Baú há o substrato das rochas arenito arcoseano e o chamado “conglomerado baú”, que ocorre em uma pequena faixa intercalada dentro do arenito (Figura 66). Esses conglomerados antigamente eram tidos como depósitos glaciais até que Freitas (1945) verificou a origem flúvio-piemônica.

As rochas conglomerado e arenito ocorrem em camadas superpostas com pequenas a médias inclinações para sul-sudeste, constituindo elevações do tipo mesa, estes raros, ou em forma de *cuesta*, devido às inclinações mais pronunciadas (TOMAZZOLI et al. 2009).

Figura 66: Litologia na área do Morro do Baú.



Fonte: Égas, 2011.

A unidade Rc está representada por conglomerados petromíticos, de estrutura maciça e coloração bordô, formada por seixos e grânulos arredondados e mal selecionados, compostos principalmente por quartzo, quartzito e rocha granítica, com alto grau de coesão quando não intemperizado (TOMAZZOLI et al., 2012).

Em área de relevo escarpado, apresentam dissecação em bordas de planaltos elevados conformando escarpas com amplitudes altimétricas de algumas centenas de metros, vales em "V" fechados e profundamente encaixados. A declividade na maior parte dessas unidades é superior a 75%. Elas correspondem a escarpa monoclinal do Morro do Baú.

Essas unidades são cobertas por mata e em algumas áreas há afloramento rochoso. Ocorre solo Litólico, com reduzidas porções de materiais grosseiros não consolidados, formados por mistura de material terroso e grandes proporções de fragmentos provenientes da desagregação das rochas.

Tabela 5: Caracterização das unidades geotécnicas preliminares na microbacia do Ribeirão Baú.

Sigla	Unidade Geotécnica	Área (km²)	%	Origem do solo	Relevo predominante	Uso do solo predominante
<i>Ca</i>	Cambissolo substrato arenito	18,56	29,61	Residual	Forte ondulado /Montanhoso	Mata
<i>Cc</i>	Cambissolo substrato conglomerado	2,12	3,39	Residual	Forte ondulado	Mata/ Reflorestamento
<i>Cf</i>	Cambissolo substrato folhelho	12,34	19,69	Residual	Forte ondulado /Montanhoso	Mata
<i>Cgn</i>	Cambissolo substrato gnaiss	19,33	30,85	Residual	Forte ondulado /Montanhoso	Mata
<i>Cpi</i>	Cambissolo substrato piroxenito	1,35	2,15	Residual	Forte ondulado	Mata/ Reflorestamento
<i>Cde</i>	Cambissolo substrato depósito de encosta	0,52	0,82	Sedimentar de origem residual	Ondulado	Pastagem
<i>GHsq</i>	Gleissolo substrato sedimentos quaternários aluviais	8,40	13,41	Sedimentar	Plano	Rizicultura
<i>Ra</i>	Litólico substrato arenito	0,03	0,04	Residual	Escarpado	Mata
<i>Rc</i>	Litólico substrato conglomerado	0,03	0,04	Residual	Escarpado	Mata
Microbacia Rib. Baú	-	62,68	100,00	-	-	-

5.3 Mapeamento das áreas suscetíveis a deslizamentos na microbacia do Ribeirão Baú

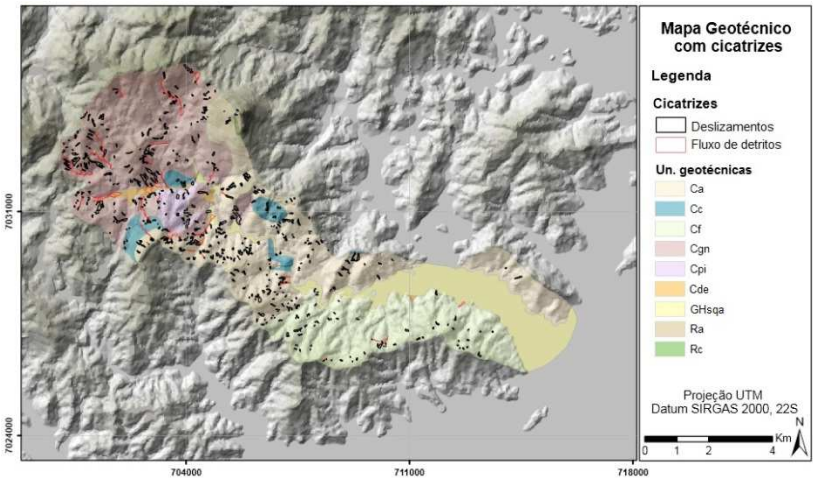
5.3.1 Análise de suscetibilidade em relação ao número de cicatrizes mapeadas nas unidades geotécnicas

Durante o evento pluviométrico extremo ocorrido em novembro de 2008, os deslizamentos foram deflagrados de forma generalizada, gerando um volume de material que, canalizado para o sistema de drenagem, transformou-se em fluxos de lama e/ou detritos, alcançando distâncias consideráveis e com alto poder destrutivo. Segundo Égas (2011), esses movimentos de massa transformaram a topografia, modificando os cursos de águas superficiais e planícies de inundação, remodelando encostas e vales com a remoção da vegetação e/ou plantações em um curto período de tempo.

Foram contabilizadas por Égas (2011) 711 cicatrizes de deslizamentos translacionais, 1 de rotacional e 46 de fluxos de detritos. No total são 758 cicatrizes de movimentos de massa, que correspondem a uma área de 2,45 km², equivalentes a quase 4% da área total da microbacia.

No entanto, para esta pesquisa, utilizou-se as cicatrizes mapeadas pelo projeto “Análise e mapeamento das áreas de risco a movimentos de massa e inundações nos municípios de Gaspar, Ilhota e Luiz Alves (Complexo do Morro do Baú), SC” representadas na Figura 67, pois os polígonos das cicatrizes tiveram seu posicionamento ajustado ao mosaico de fotografias áreas ortorretificadas do novo aerolevantamento do estado.

Figura 67: Cicatrizes nas unidades geotécnicas na microbacia do Ribeirão Baú.



Assim, de acordo com a Tabela 6, foram mapeadas 571 cicatrizes de movimentos de massa na microbacia, destas 526 foram de deslizamentos e 45 de fluxos de detritos.

Tabela 6: Número de cicatrizes por unidade geotécnica na microbacia do Ribeirão Baú.

Un. Geotécnica	Cicatrizes dos movimentos de massa			
	Deslizamentos	Fluxos de detritos	Total de cic.	Total de cic./área
Ca	225	13	239	12,9
Cc	23	2	25	11,8
Cf	72	4	77	6,2
Cgn	190	25	215	11,1
Cpi	16	1	17	12,6
Cde	0	0	0	0
GHsqa	0	0	0	0
Ra	0	0	0	0
Rc	0	0	0	0
Microbacia rib. Baú	526	45	573	9,1

Observa-se que, por suas características, algumas unidades são menos ou mais suscetíveis à ocorrência de movimentos de massa. As unidades Ra e Rc não foram atingidas. Apesar de situarem-se em área escarpada, o solo é jovem ou inexistente, não havendo a formação de espesso manto de intemperismo, porém pode incidir outro tipo de movimento de massa, como queda de blocos, favorecido pela presença de descontinuidades na rocha, tais como fraturas e bandeamentos ou pelo avanço dos processos de intemperismo físico e químico.

As unidades GHsq e Cde, apesar de serem atingidas por movimentos de massa gerados em outras unidades, foram consideradas não suscetíveis, por estar localizada em áreas planas e de baixa declividade e por não ocorrer cicatriz mapeada.

Em relação ao número de superfícies de rupturas mapeadas, duas unidades se destacam por serem as mais suscetíveis, Ca e Cgn. Com o maior número de cicatrizes de deslizamentos, 225, a unidade Ca foi uma das mais atingidas por movimentos de massa (238), a maior parte em área de mata. Apesar de serem em maior número, os deslizamentos possuem menor amplitude e apenas 13 se transformaram em fluxos de detritos, apesar dos vales apresentarem-se estreitos e encaixados.

A unidade Cgn apresentou 190 cicatrizes de deslizamentos, a maior parte do tipo translacional com maior espessura, e 25 de fluxos de detritos. Localizada em maior parte em área de relevo forte ondulado (20 a 45°), destacou-se pela magnitude dos movimentos de massa. Isso pode estar relacionado ao espesso manto de alteração dos gnaisses, por ser facilmente intemperizado e vales encaixados em inúmeras falhas e fraturas. Os grandes lineamentos N30°E que recortam todo o Maciço do Baú controlam os vales fluviais profundos e retilíneos que apresentam encostas com alta declividade, onde ocorreram grandes movimentos de massa condicionados pelo relevo acidentado associado a solos espessos.

As outras unidades geotécnicas que apresentaram cicatrizes foram Cf com 72 de deslizamentos e 4 fluxos, Cc com 23 deslizamentos e 2 fluxos e Cpi com 16 deslizamentos e 1 fluxo. Entretanto, conforme Tabela 6, se for considerado o número de cicatrizes pela área de cada unidade geotécnica, as unidades Ca e Cpi apresentam o maior número, com mais de 12 cicatrizes por km², seguidas por Cc e Cgn com 11,8 e 11,1 cicatrizes por km², respectivamente.

Os solos de alteração dos arenitos e folhelhos são mais rasos que das rochas do Complexo Luiz Alves. Logo, são afetados quase exclusivamente por deslizamentos translacionais de amplitude menor, bem como o solo do conglomerado, que apesar de ocorrer deslizamentos de pequena amplitude, estes liberam grande volume de seixos nos vales. A unidade Cpi, por sua vez, pode estar relacionada com a instabilização de encostas por possuir minerais facilmente intemperizáveis, como a biotita, originando um horizonte C profundo.

Atualmente, nas cicatrizes das encostas afetadas por deslizamentos ocorre a sucessão ecológica por espécies pioneiras de vegetação, cobrindo em alguns locais toda a cicatriz. Com relação ao uso do solo e a correlação com as cicatrizes dos deslizamentos, segundo Égas (2011) não foi possível afirmar uma efetiva classe mais suscetível. No entanto, constatou-se que a classe capoeira foi a mais atingida por deslizamentos, tendo 18,6% de sua área total afetada, seguida da classe plantio de banana e cana de açúcar com 5,2%. A maior ocorrência de cicatrizes ocorreu em área de mata (82%), que equivale a mais de dois terços da área da microbacia. Estas áreas caracterizam-se pelo relevo íngreme, vales bem encaixados, de preservação permanente e que no passado sofreram alguma forma de intervenção antrópica.

5.3.2 Análise de suscetibilidade em relação ao Fator de Segurança

Nos estudos da estabilidade de taludes define-se o Fator de Segurança (FS) como sendo a relação entre a resistência ao cisalhamento do solo e a forças cisalhantes. Nessa pesquisa, adotou-se o valor do FS como 1,5 para calcular a declividade limite para a ocorrência de deslizamentos nas unidades geotécnicas que foram realizados os ensaios de cisalhamento direto.

Na Tabela 7, então, são apresentados os valores obtidos no ensaio das propriedades do maciço: c - coesão do solo; φ - ângulo de atrito do solo; γ_{nat} - peso específico natural do solo e γ_{sat} - peso específico do solo saturado para as unidades geotécnicas de Cambissolo originado das rochas arenito, conglomerado, folhelho, gnaiss e piroxenito.

Tabela 7: Parâmetros geotécnicos utilizados para cálculo do FS.

Unidade Geotécnica	c [Kpa]	φ [°]	γ_{nat} [kN/m³]	γ_{sat} [kN/m³]
Ca	8,42	26,5	17,4	18,4
Cc	5,24	29,2	16,8	17,8
Cf	2,94	25,3	16,8	17,8
Cgn	6,95	31,8	17,3	18,3
Cpi	12,96	15,8	14,9	15,9

Na Tabela 8 são apresentados os valores do ângulo de declividade limite (θ) em graus para o Fator de Segurança (FS) considerando o talude seco e saturado calculados de acordo com dois métodos por intermédio de um *software* de estabilidade de encostas.

Tabela 8: Valor do ângulo de declividade limite (θ) e Fator de Segurança (FS) no solo seco e saturado pelos métodos de Bishop e Janbu.

Unidade Geotécnica	Bishop				Janbu			
	Talude seco		saturado		Talude seco		saturado	
	θ [°]	FS	θ [°]	FS	θ [°]	FS	θ [°]	FS
Ca	22,7	1,501	12,5	1,503	21,9	1,501	11,3	1,504
Cc	23,8	1,505	12,0	1,502	23,1	1,499	11,2	1,503
Cf	19,7	1,502	9,5	1,498	19,3	1,501	9,0	1,496
Cgn	26,5	1,501	14,1	1,502	25,6	1,502	13,1	1,502
Cpi	16,4	1,498	9,0	1,499	15,3	1,498	7,5	1,504

No cálculo do Fator de Segurança (FS) foram utilizados os métodos de Bishop e Janbu. De acordo com a Tabela 8, o FS na simulação do talude totalmente saturado variou entre 1,496 na unidade Cf a 1,504 nas unidades Ca e Cpi. Os valores mais próximos de 1,5 pelos dois métodos foram encontrados na unidade geotécnica Cgn, de 1,502. Na simulação do talude seco o FS variou entre 1,498 na unidade Cpi a 1,505 na unidade Cc. Os valores mais próximos de 1,5 pelos dois métodos foram encontrados nas unidades geotécnicas Ca, Cf e Cgn, de 1,501.

Com relação à declividade limite do talude para a ocorrência de deslizamentos, ou seja, acima daquele ângulo a encosta é considerada instável, percebeu-se uma expressiva diferença quando considerado o talude seco e totalmente saturado. Quando saturado, os valores encontrados foram muito baixos, em média 10,4° pelo método de

Janbu e $11,4^\circ$ pelo método de Bishop. Em contrapartida, para o talude seco, a média foi de $21,0^\circ$ pelo método de Janbu e $21,8^\circ$ pelo método de Bishop.

Os menores valores de declividade limite foram calculados na unidade Cpi, de $9,0^\circ$ e $16,4^\circ$ pelo método Bishop e $7,5^\circ$ e $15,3^\circ$ pelo método Janbu. Os baixos valores podem estar relacionados ao menor valor do ângulo de atrito e peso específico natural e saturado do solo argiloso originado do piroxenito.

Os maiores valores de declividade limite foram calculados na unidade Cgn, de $14,1^\circ$ e $26,5^\circ$ pelo método Bishop e $13,1^\circ$ e $25,6^\circ$ pelo método Janbu. Os maiores valores podem ter relação ao maior valor do ângulo de atrito e alto valor do peso específico natural e saturado do solo arenoso originado do gnaiss.

Nas Figuras 68 e 69 podem-se observar as superfícies de ruptura traçadas nos taludes secos e totalmente saturados, respectivamente, para os dois métodos de cálculo. A superfície em branco é a mais próxima do valor limite considerado, de $FS = 1,5$.

Na Figura 69 os taludes desenhados encontram-se totalmente saturados (U), logo, foi-se considerado no cálculo do FS o peso específico saturado dos solos de cada unidade geotécnica. A variação do nível piezométrico em massas homogêneas de solo é um dos principais mecanismos de atuação das águas de subsuperfície no desencadeamento de deslizamentos. A elevação do nível d'água nestas condições aumenta as pressões neutras, reduzindo as tensões cisalhantes, podendo levar os taludes à ruptura.

Figura 68: Superfícies de ruptura traçadas para cada unidade geotécnicas pelos métodos de Bishop (a esquerda) e Janbu (a direita) no talude seco.

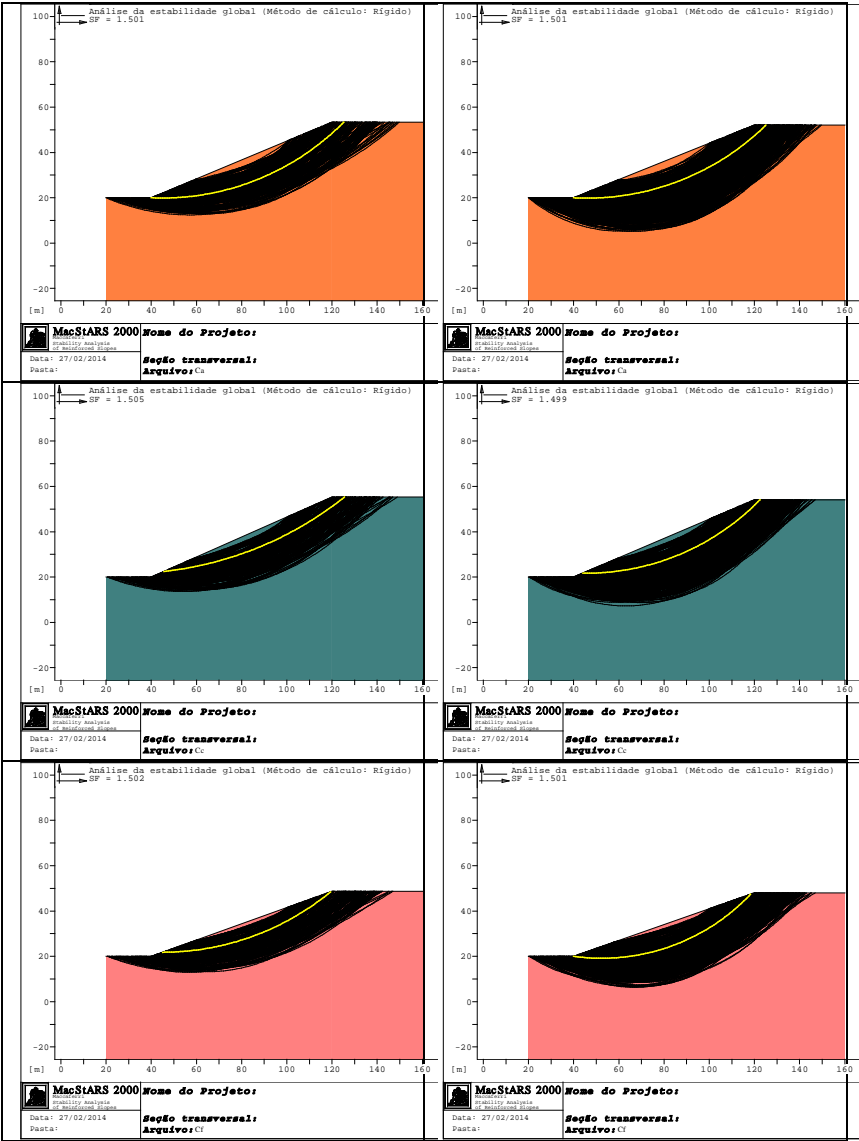


Figura 68: Superfícies de ruptura traçadas para cada unidade geotécnicas pelos métodos de Bishop (a esquerda) e Janbu (a direita) no talude seco.

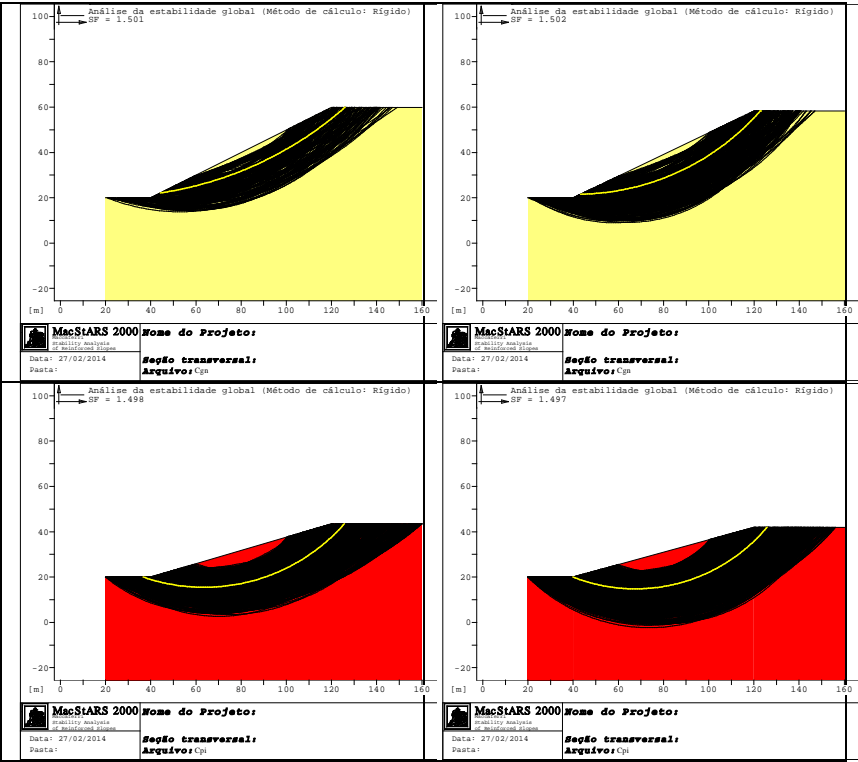


Figura 69: Superfícies de ruptura traçadas para cada unidade geotécnicas pelos métodos de Bishop (a esquerda) e Janbu (a direita) no talude saturado.

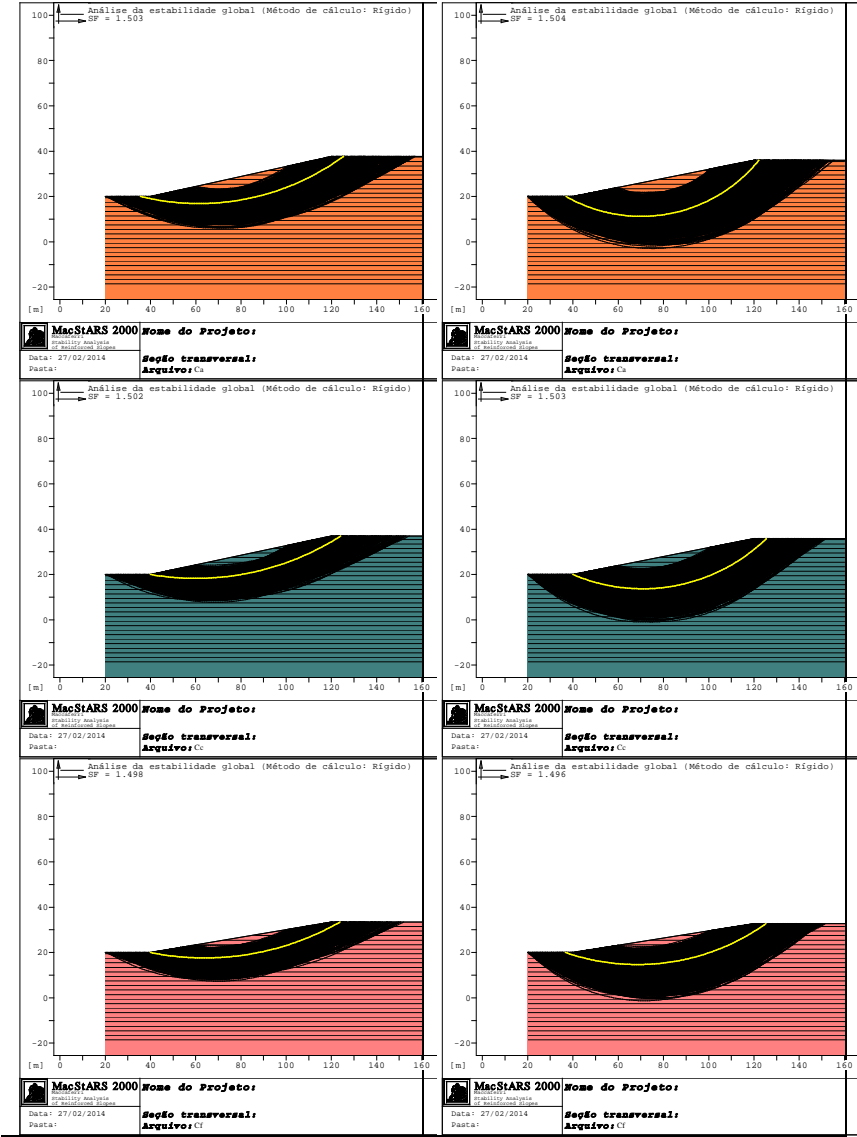
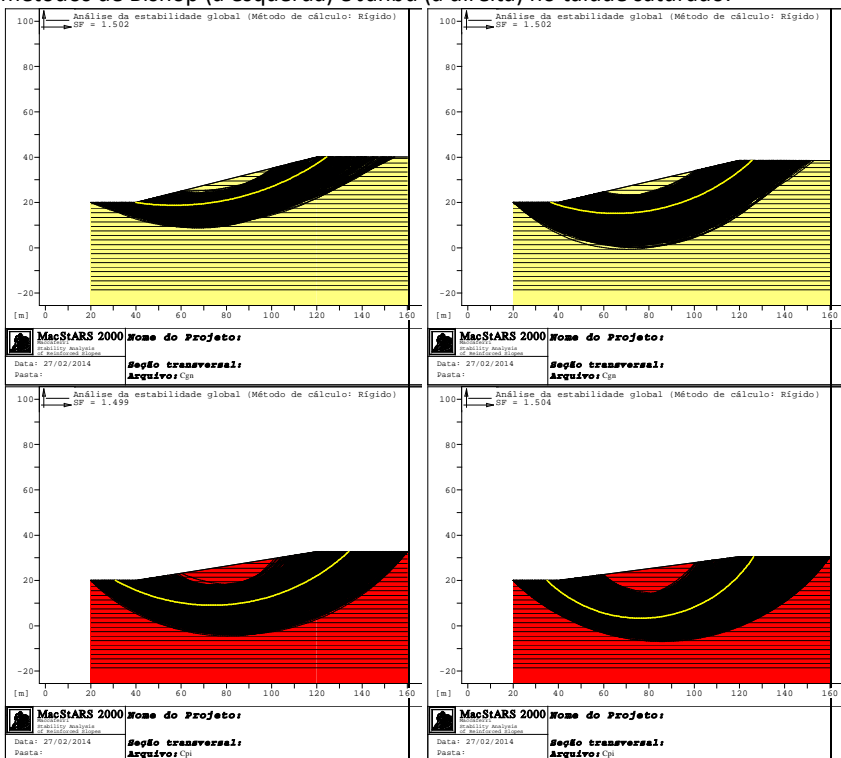
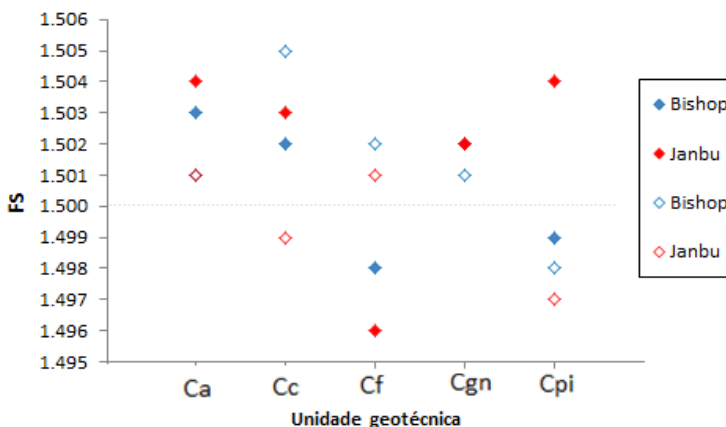


Figura 69: Superfícies de ruptura traçadas para cada unidade geotécnicas pelos métodos de Bishop (a esquerda) e Janbu (a direita) no talude saturado.



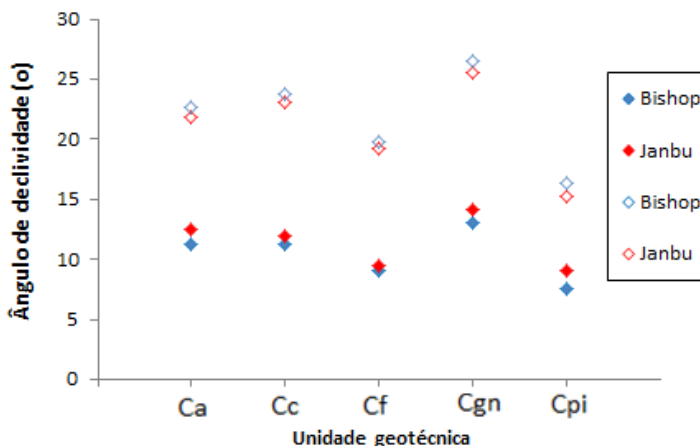
No gráfico da Figura 70 e 71 há a comparação entre os valores de FS e da declividade limite para a ocorrência de deslizamento entre os dois métodos de cálculo utilizados pelo *software*, Bishop e Janbu.

Figura 70: Comparação dos valores de FS para os taludes seco e saturado entre os métodos de Bishop e Janbu.



Observa-se na Figura 70, que há uma tendência de valores do FS serem mais próximos de 1,5 no método de cálculo de Bishop em relação ao método de Janbu para o talude saturado, que não é observada para o talude seco. A maior diferença entre os valores do FS entre os métodos foi na unidade geotécnica Cpi no talude saturado e na unidade Cc no talude seco.

Figura 71: Comparação dos valores de θ nos taludes seco e saturado entre os métodos de Bishop e Janbu.



Em relação aos valores de declividade limite para a ocorrência de ruptura calculados de acordo com os dois métodos, observa-se na Figura 71, que o método de Janbu resultou nos menores valores, tanto para o talude seco quanto saturado, para todas as unidades geotécnicas. Logo, pode-se dizer que este método é mais conservador em relação à segurança.

A partir dos valores de declividade limite calculados pelos dois métodos analisados para taludes saturados, foram delimitadas, em cada unidade geotécnica, as áreas consideradas estáveis e instáveis quanto à suscetibilidade a ocorrência de deslizamentos. Os mapas são apresentados na Figura 72 para o método de Bishop e na Figura 73 para o método de Janbu. A partir dos mapas foram calculadas as áreas em cada unidade geotécnica apresentadas na Tabela 9.

Figura 72: Áreas suscetíveis em relação ao FS segundo o método Bishop.

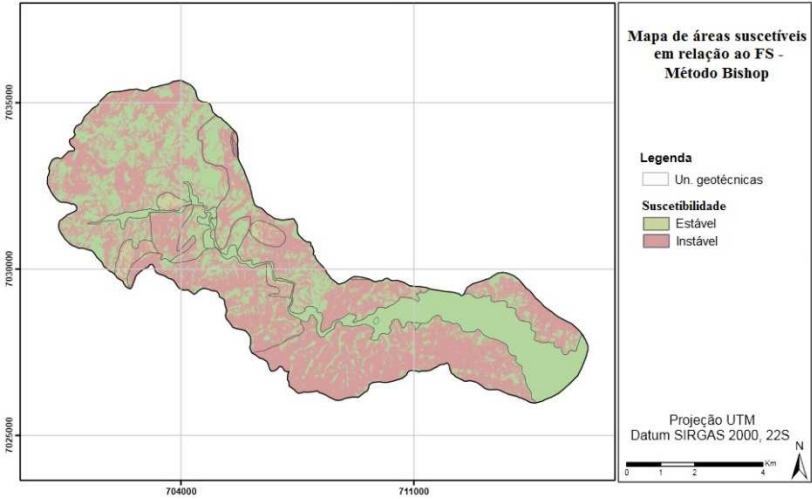


Figura 73: Áreas suscetíveis em relação ao FS segundo o método Janbu.

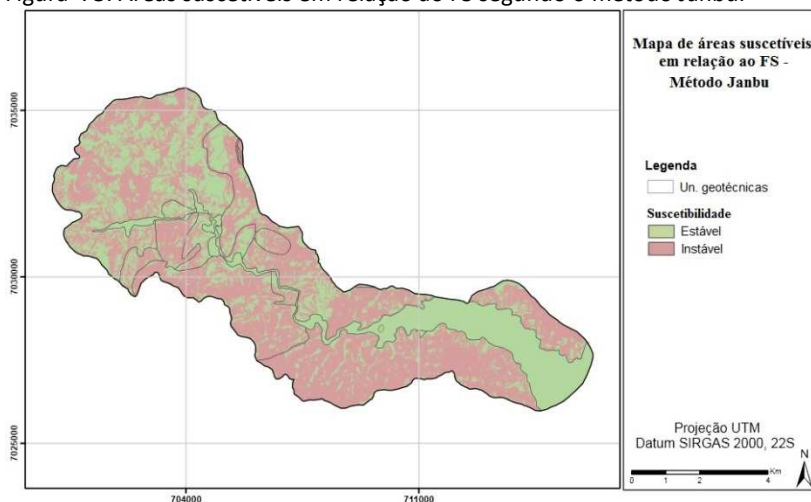


Tabela 9: Porcentagem de áreas instáveis e estáveis pelos métodos Bishop e Janbu.

Unidade Geotécnica	Bishop		Janbu	
	Estável [%]	Instável [%]	Estável [%]	Instável [%]
Ca	35,3	64,7	30,7	69,3
Cc	46,5	53,5	42,8	57,2
Cf	18,5	81,5	17,2	82,8
Cgn	52,2	47,8	48,2	51,8
Cpi	21,6	78,4	17,7	82,3

Analisando os mapas (Figuras 72 e 73) e a Tabela 9, em relação aos métodos percebe-se uma sensível elevação de áreas instáveis na Figura 73, método de Janbu, isso se deve aos menores valores de declividade limite obtidos em cada unidade utilizando-o. Nas unidades geotécnicas analisadas, ocorreu um aumento de 17,6% de área instável pelo método Janbu.

Pelo método de Bishop, 46,5% da microbacia do Ribeirão Baú foi considerada estável e 53,5% considerada instável, enquanto que pelo método de Janbu, 43,4% foi considerada estável e 56,6% considerada instável.

Na Tabela 9, percebe-se que a maior parte das unidades geotécnicas teve um aumento de cerca de 4% nas áreas instáveis em

relação aos dois métodos. Destaca-se a unidade Ca, com um aumento de 4,6%, em contrapartida a unidade Cf foi a que teve menor aumento, de 1,3%.

De acordo com os mapas das Figuras 72 e 73 e Tabela 9, constata-se que as unidades Ca, Cf e Cpi possuem grande parte de sua área classificada como instável. Ou seja, além de terem um valor de declividade limite baixo em relação às outras unidades, possuem muitas áreas com elevadas declividades. Ao contrario do que se pode observar na unidade GHsq, onde quase sua totalidade apresenta baixa declividade, logo, considerada estável.

Em relação à análise da suscetibilidade em cada unidade geotécnica, foi contabilizado o número de superfícies de ruptura nas áreas consideradas estáveis e instáveis (Tabela 10).

Tabela 10: Número de cicatrizes nas áreas instáveis e estáveis pelos métodos Bishop e Janbu.

Unidade Geotécnica	Bishop				Janbu			
	Estável		Instável		Estável		Instável	
	Nún.	[%]	Nún.	[%]	Nún.	[%]	Nún.	[%]
Ca	20	8,9	205	91,1	18	8,0	207	92,0
Cc	5	21,7	18	78,3	5	21,7	18	78,3
Cf	4	5,6	68	94,4	3	4,2	69	95,8
Cgn	45	23,7	145	76,3	38	20,0	152	80,0
Cpi	0	0,0	16	100,0	0	0,0	16	100,0
Total	74	14,07	452	85,93	64	12,17	462	87,83

No total, 86% e 88% das cicatrizes de deslizamentos ocorreram nas áreas consideradas instáveis da microbacia do Ribeirão Baú por intermédio dos métodos de avaliação de Bishop e Janbu, respectivamente.

Segundo a Tabela 10, a unidade Cpi foi a única em que todos os deslizamentos ocorreram em áreas consideradas instáveis. A unidade que teve a menor porcentagem de cicatrizes em áreas instáveis em relação às estáveis foi a Cgn (76% pelo método de Bishop), no entanto, nota-se que pelo método de Janbu, passa a ser a unidade Cc (78,3%).

5.3.3 Análise de suscetibilidade com o modelo SHALSTAB

Para aplicação do modelo são necessários dados de entrada topográficos, hidrológicos e geotécnicos. Utiliza-se o MDT, da qual são extraídas as informações topográficas e hidrológicas: declividade (θ) (Figura 74 e Tabela 11) e área de contribuição por unidade de contorno (a/b) (Figura 75), respectivamente.

Figura 74: Mapa de declividade em graus da microbacia Ribeirão Baú.

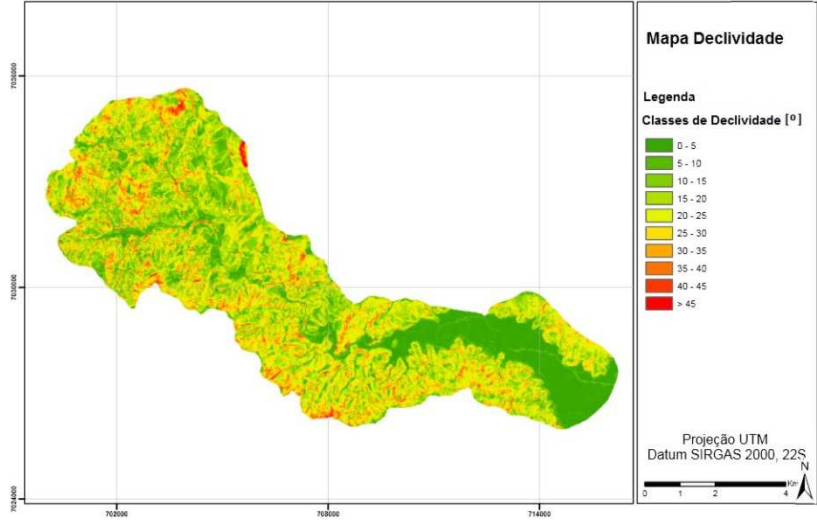


Tabela 11: Área [%] de cada classe de declividade nas unidades geotécnicas.

Un. Geotec.	Classes de declividade [°]									
	0 - 5	5 - 10	10 - 15	15 - 20	20 - 25	25 - 30	30 - 35	35 - 40	40 - 45	>45
Ca	2,2	7,0	14,7	23,7	25,4	16,5	6,9	2,4	0,8	0,4
Cc	3,6	11,3	18,0	24,2	21,3	12,6	5,5	1,9	0,8	0,8
Cf	3,1	5,8	10,8	20,3	27,2	19,7	8,7	3,1	1,0	0,3
Cgn	3,3	10,3	16,8	20,5	20,2	15,0	8,6	3,7	1,1	0,4
Cpi	4,3	9,5	16,1	22,1	22,9	14,3	7,2	2,6	0,7	0,2
Cde	38,2	30,4	16,2	6,7	3,9	2,7	1,4	0,5	0,1	0,1
GHsqa	80,1	11,7	4,1	2,0	1,0	0,6	0,3	0,2	0,1	0,0
Ra	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,9	5,6	30,6	62,8
Rc	0,0	0,0	0,0	1,2	8,7	7,4	8,3	9,3	16,8	48,3
Mc. Baú	13,5	8,8	13,3	18,9	20,5	14,2	6,8	2,6	0,8	0,4

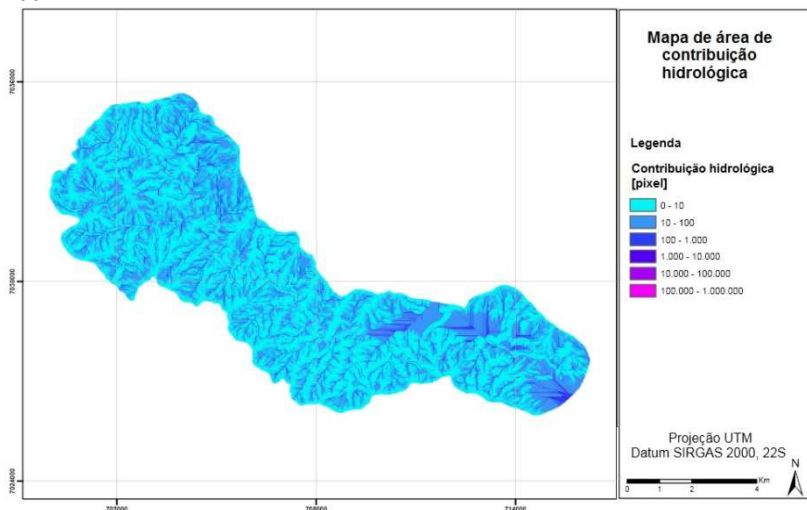
Analisando a Figura 74 **Erro! Fonte de referência não encontrada.** e Tabela 11 verifica-se que a maior parte da microbacia (89%) apresenta declividades inferiores a 30° . Entretanto, há algumas áreas (totalizando 0,4%), localizadas principalmente no Morro Baú, onde as declividades são maiores que 45° .

Em relação às unidades geotécnicas, percebe-se que as unidades Ca, Cc, Cf, Cgn e Cpi têm a maior parte de suas áreas declividades na faixa de 10 a 30° . As unidades Cde e GHsqa, por sua vez, apresentam predominância de declividades até 10° . Em contrapartida, nas unidades Ra e Rc as declividades são maiores de 40° em boa parte, ultrapassam os 45° em 63% e 48% das unidades, respectivamente, e alcançam na área mais declivosa quase 90° .

O mapa da área de contribuição está relacionado com a rede de drenagem da microbacia, pois captura o efeito da topografia no fluxo da água. O mapa incorpora ao modelo a influência das porções côncavas do relevo nos caminhos em que a água percorre, os quais são identificados como locais potenciais de saturação e, logo, de maior propensão à ocorrência de deslizamentos.

Este mapa consiste na criação de uma superfície de acúmulo de fluxo a partir da direção de fluxo, conforme apresentado na Figura 75.

Figura 75: Mapa de área de contribuição hidrológica da microbacia do Ribeirão Baú.



É possível observar que as áreas de maior concentração de fluxo localizam-se na base das encostas onde, normalmente, o relevo apresenta uma forma côncava, sugerindo a presença de canais de drenagem. Também ficou evidenciado que os locais com a maior área de contribuição correspondem em geral ao canal principal da microbacia e seus afluentes.

Além dos referidos mapas, foram utilizados no cálculo do modelo, os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos de origem residual e a seus pesos específicos saturados (c , ϕ , γ_{sat}) obtidos por meio do ensaio de cisalhamento direto.

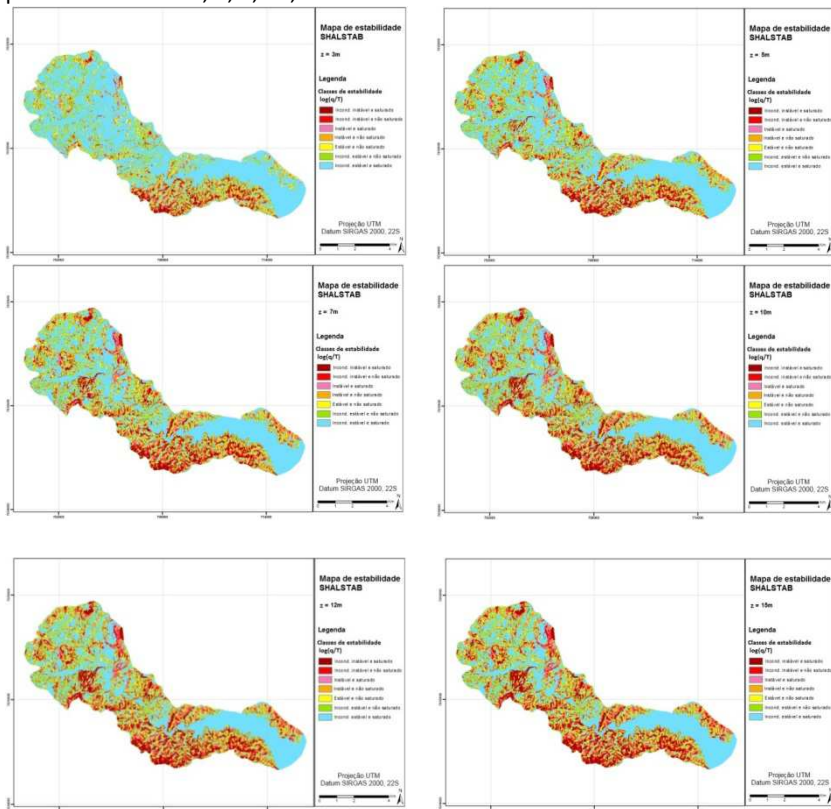
A profundidade do solo também é um parâmetro de entrada e, com base nos dados levantados, foi estimada uma faixa de valores. Neste sentido, foram realizadas 6 simulações utilizando o modelo SHALSTAB com as profundidades (z) igual a 3, 5, 7, 10, 12 e 15 metros, apresentadas na Figura 76 e na Tabela 12.

Tabela 12: Área [%] de cada classe do SHALSTAB na microbacia para as profundidades de solo analisadas.

Classe de estabilidade SHALSTAB	Profundidades do solo [m]					
	z=3	z=5	z=7	z=10	z=12	z=15
Incond. Instável e sat.	4,5	7,8	9,9	11,9	12,7	13,5
Incond. Instável e ã sat.	2,5	4,2	5,3	6,1	6,5	6,8
Instável e sat.	3,3	5,4	6,4	7,0	7,3	7,4
Instável e ã sat.	7,1	9,9	10,8	11,2	11,3	11,4
Estável e ã sat.	9,7	11,6	11,8	11,7	11,7	11,6
Incond. Estável e ã sat.	15,3	16,3	16,0	15,6	15,4	15,2
Incond. Estável e sat.	57,7	44,7	39,8	36,4	35,2	34,1

A partir dos mapas da Figura 76 e da Tabela 12, percebe-se que não há um grande acréscimo de áreas instáveis a partir da profundidade de 10m, bem como a diminuição de áreas incondicionalmente estáveis.

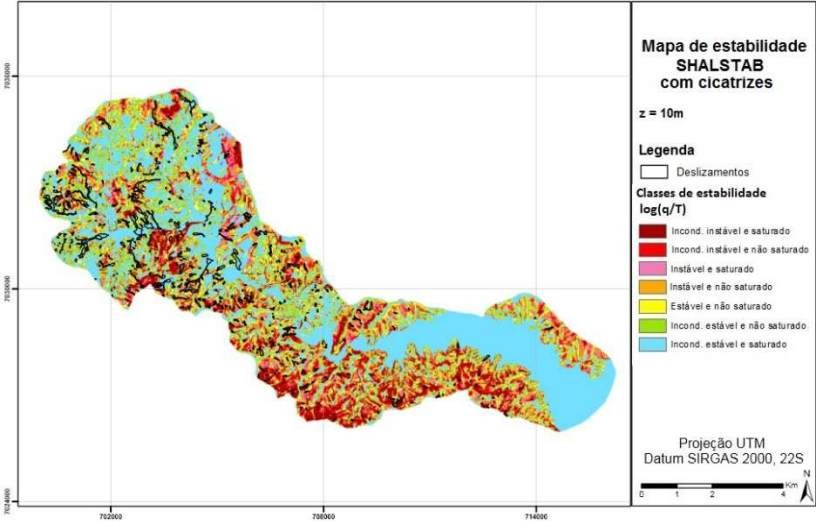
Figura 76: Mapas com as classes de estabilidade do SHALSTAB para as profundidades $z = 3, 5, 7, 10, 12$ e 15m da microbacia do Ribeirão Baú.



Com base nas profundidades de solo evidenciadas em campo na maioria dos deslizamentos (de 10 a 15m) e nas premissas de que o modelo é considerado satisfatório se a maioria dos deslizamentos ocorrerem nas categorias de menores valores de q/T (classes mais instáveis) foi escolhida, dentre as simulações realizadas, a profundidade de 10m para a análise da suscetibilidade da microbacia do Ribeirão Baú.

O mapa está apresentado na Figura 77, classificado em função das sete classes de estabilidade definidas pelo SHALSTAB e com a sobreposição das cicatrizes dos deslizamentos, utilizadas na verificação dos resultados da modelagem.

Figura 77: Mapa com as classes de estabilidade do SHALSTAB para z=10m da microbacia Ribeirão Baú.

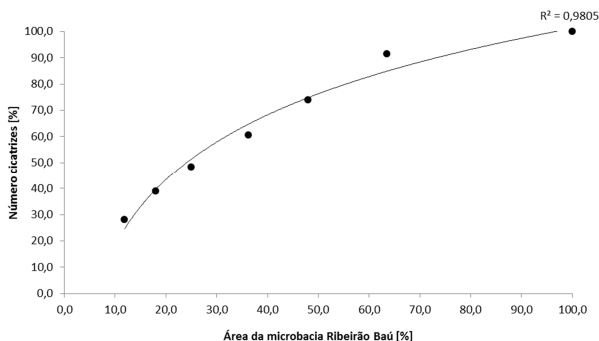


Foi contabilizado o número de deslizamentos que ocorreram em cada classe do SHASTAB e ainda, dividido este número pela área da classe na microbacia, conforme se pode observar na Tabela 13. Foi também construído um gráfico com a curva de validação, a partir da porcentagem de cicatriz acumulado pela área na microbacia para cada classe do modelo.

Tabela 13: Análise do número de deslizamentos para cada classe do SHALSTAB para z=10m.

Classe de estabilidade SHALSTAB	Nº de deslizamentos	[%]	[%] Acumulado	Nº de desl./área
Incond. Instável e sat.	148	28,1	28,1	12,5
Incond. Instável e ã sat.	56	10,6	38,8	9,2
Instável e sat.	50	9,5	48,3	7,1
Instável e ã sat.	65	12,4	60,6	5,8
Estável e ã sat.	70	13,3	74,0	6,0
Incond. Estável e ã sat.	92	17,5	91,4	5,9
Incond. Estável e sat.	45	8,6	100,0	1,2

Figura 78: Curva de validação para o mapa do SHALSTAB (z=10m) da microbacia do Ribeirão Baú.



Na simulação da profundidade de solo de 10m, mais de 60% dos deslizamentos foram identificados nas classes instáveis do modelo. Ainda, as duas classes incondicionalmente instáveis abarcaram 204 das 526 cicatrizes de deslizamentos mapeadas.

Em relação à curva de validação do mapa (Figura 78), observa-se uma boa correlação entre as classes de maior suscetibilidade e o número de cicatrizes, pois 25% da área correspondem a quase 50% da frequência acumulada de cicatrizes, mostrando que a maioria das cicatrizes localiza-se justamente nas áreas consideradas instáveis.

Quando se leva em conta o número de deslizamentos dividido pela área da classe na microbacia do Ribeirão Baú, observa-se que o maior número de rupturas ocorre na classe incondicionalmente instável e saturado, a mais instável segundo o modelo, com 12,5 deslizamentos por km². Guimarães (2000) em sua pesquisa identificou para esta classe a ocorrência de paredões rochosos e a presença de declividades próximas a vertical (loais próximos aos divisores de água), como é o caso das escarpas do Morro Baú. Nas outras classes instáveis também ocorre um maior número de deslizamento por área em relação às classes estáveis.

Ao observar a Tabela 13, percebe-se ainda que, no entanto, ocorreram deslizamentos em todas as classes do SHALSTAB. Inclusive, ao contrário do que se esperava, foram mapeadas 45 zonas de ruptura, equivalentes a 8,6%, na classe do SHALSTAB

incondicionalmente estável e saturada. Ou seja, nesta classe, mesmo que o solo se encontre totalmente saturado, não deveria ocorrer deslizamentos do tipo translacional.

Isto pode estar relacionado à data de realização do aerolevantamento para a confecção do MDT, posterior ao desastre de 2008, logo, a geometria e, principalmente, a declividade dos taludes onde ocorreram deslizamentos foram alteradas, geralmente, ficando mais plana. Como o cálculo do SHALSTAB baseia-se também na declividade, pode ter influenciado no resultado final.

Outro fator é a ocorrência de intervenção antrópica em algumas áreas da microbacia, geralmente planas, como cortes de talude para a construção de casas e estradas, favorecendo a desestabilização de encostas e a ocorrência de movimentos de massa. Destaca-se que o modelo SHALSTAB não considera fatores antrópicos em sua modelagem.

Assim, levando em consideração que os deslizamentos são complexos e dinâmicos, sem poder afirmar exatamente onde é o local da zona ou zonas de ruptura que começou a gerar o movimento de massa, deve-se realizar a análise pontual das encostas com deslizamentos, principalmente as consideradas estáveis pelo modelo.

Após a análise e discussão dos resultados do SHALSTAB para a profundidade de 10m na microbacia do Ribeirão Baú, foi feita a análise nas unidades geotécnicas, conforme apresenta a Tabela 14, com a representação da área em porcentagem para as sete classes em cada unidade.

Tabela 14: Área [%] das classes do SHALSTAB nas un. geotécnicas para z=10m.

Un. Geot.	Classes do SHALSTAB						Incond. Est. e sat.
	Incond. Inst. e sat.	Incond. Inst. ñ sat.	Instável e sat.	Instável e ñ sat.	Estável e ñ sat.	Incond. Est. e ñ sat.	
Ca	11,8	8,3	10,5	15,1	14,7	16,4	23,3
Cc	7,3	3,6	5,2	10,6	14,3	27,7	31,3
Cf	26,4	10,2	10,0	14,6	12,7	14,1	12,1
Cgn	6,2	4,3	5,3	10,5	13,6	21,5	38,5
Cpi	42,6	8,8	6,5	9,1	7,8	10,5	14,7
Cde	0,2	0,1	0,1	0,5	1,2	4,9	93,0
GHsqqa	0,1	0,1	0,1	0,2	0,3	0,9	98,3
Ra	92,1	3,5	1,8	2,2	0,0	0,4	0,0
Rc	63,4	10,4	4,3	4,2	5,8	9,3	2,6

Pode-se observar na Tabela 14 que as unidades de Cambissolo, exceto Cde, apresentam suas áreas bem divididas entre as sete classes. Porém, nas unidades Ca, Cc e Cgn predominam áreas estáveis, e nas unidades Cf e Cpi predominam áreas instáveis.

As unidades Cde e GHsqqa são compostas quase integralmente pelas classes incondicionalmente estáveis, sendo 98 e 99%, respectivamente. Em contrapartida, as unidades Ra e Rc são compostas por 96 e 74% de áreas incondicionalmente instáveis, respectivamente.

Para a análise da ocorrência de deslizamentos em cada unidade geotécnica, a Tabela 15 apresenta o número e porcentagem de cicatrizes em cada classe do SHALSTAB e a divisão pela área das unidades geotécnicas em que ocorreram deslizamentos.

Tabela 15: Análise do número de deslizamentos para cada classe do SHALSTAB nas unidades geotécnicas para $z=10m$.

Un. Geot.	Classes do SHALSTAB						
	Incond. Inst. e sat.	Incond. Inst. ã sat.	Instável e sat.	Instável e ã sat.	Estável e ã sat.	Incond. Est. e ã sat.	Incond. Est. e sat.
Ca	n ^o . cic.	60	26	32	35	29	12
	[%]cic.	26,7	11,6	14,2	15,6	12,9	5,3
	cic./área	5,1	3,1	3,1	2,3	2,0	0,5
Cc	n ^o . cic.	1	2	2	2	4	4
	[%]cic.	4,3	8,7	8,7	8,7	17,4	17,4
	cic./área	0,1	0,6	0,4	0,2	0,3	0,1
Cf	n ^o . cic.	38	15	5	6	3	1
	[%]cic.	52,8	20,8	6,9	8,3	4,2	1,4
	cic./área	1,4	1,5	0,5	0,4	0,2	0,1
Cgn	n ^o . cic.	34	12	13	22	51	26
	[%]cic.	17,9	6,3	6,8	11,6	16,8	13,7
	cic./área	5,5	2,8	2,5	2,1	2,4	0,7
Cpi	n ^o . cic.	14	1	0	1	0	0
	[%]cic.	87,5	6,3	0,0	6,3	0,0	0,0
	cic./área	0,3	0,1	0,0	0,1	0,0	0,0

Observa-se que nas unidades Cf e Cpi, a maior parte dos deslizamentos mapeados ocorreram em áreas consideradas instáveis pelo modelo. Na unidade Cf foram 53 (74%) deslizamentos em áreas incondicionalmente instáveis e na unidade Cpi, das 16 zonas de rupturas, 15 (94%) foram mapeadas em áreas incondicionalmente instáveis.

No entanto, nas unidades Cc e Cgn houve predominância de deslizamentos em áreas consideradas estáveis pelo SHALSTAB. E, ainda, na área incondicionalmente estável e saturada, foram mapeadas 4 zonas de ruptura (17%) na unidade Cc e 26 (14%) na unidade Cgn.

Analisando essas cicatrizes, percebe-se que em algumas delas houve intervenção antrópica, como é o caso das 4 cicatrizes na unidade Cc, que, apesar de localizarem-se em áreas de baixa declividade, 2 deslizamentos ocorreram onde passa uma estrada e 2 em área de pastagem. Entretanto, cabe destacar que quando se analisa o número de deslizamentos pela área para essas duas unidades, observa-se que ocorreu um maior número de deslizamentos nas classes instáveis.

Cabe destacar que o modelo classificou como áreas instáveis locais onde não ocorreram deslizamentos no período de intensa pluviometria em novembro de 2008 e como áreas estáveis locais onde ocorreram algum tipo de movimento de massa. Nestas áreas a caracterização em campo de fatores ambientais é de grande relevância para identificar condições propícias à instabilização de encostas.

5.3.4 Comparação entre os mapas de suscetibilidade gerados pelo Fator de Segurança e SHALSTAB

A partir dos mapas de suscetibilidade gerados com base no FS e SHALSTAB pôde-se realizar a comparação dos resultados. Apesar de o mapa do SHALSTAB gerar sete classes, que podem ser divididas nas classes instável, estável e intermediária, optou-se, para essa comparação, dividir as classes entre estáveis e instáveis conforme o mapa construído com base nos resultados do FS.

Partindo do princípio que durante o evento extremo de 2008 os solos da microbacia encontravam-se totalmente saturados, considerou-se como única classe estável a denominada pelo modelo como Incondicionalmente estável e saturada, pois as outras classes, mesmo intituladas como estáveis, deixam de ser após a saturação. Sendo assim, esta é a única classe que permanece estável mesmo totalmente saturada.

Assim, são apresentadas na Tabela 16 a representação da área em porcentagem, número e porcentagem de cicatrizes e cicatrizes divididas pela área das classes estável e instável pelo Fator de Segurança, métodos Bishop e Janbu, e SHALSTAB.

Tabela 16: Análise dos mapas de suscetibilidade pelo FS e SHALSTAB (z=10m) na microbacia do Ribeirão Baú.

		Área [%]	nº. cic.	[%] cic.	cic./área
FS - Bishop	Estável	46,5	74	14,1	1,6
	Instável	53,5	425	85,9	7,9
FS - Janbu	Estável	43,4	64	12,2	1,5
	Instável	56,6	462	87,8	8,2
SHALSTAB	Estável	36,4	45	8,6	1,2
	Instável	63,6	481	91,4	7,6

Observando a Tabela 16, percebe-se que os resultados obtidos por intermédio do mapa do SHALSTAB apresentam mais áreas instáveis que os mapas do FS, com 67%. Logo, também possui o maior número de cicatrizes em áreas instáveis, 481 das 526 mapeadas, equivalente a 91%, enquanto que o mapa do FS pelo método de Bishop são 425 (86%) e pelo método de Janbu são 462 (88%) cicatrizes.

No entanto, quando se leva em consideração o número de deslizamentos pela área de cada classe, o FS pelo método de Janbu, apresentou o maior número de cicatrizes mapeadas em áreas instáveis, de 8,2 cicatrizes/km², enquanto que pelo método de Bishop são 7,9 e pelo SHALSTAB 7,6. Por outro lado, os resultados da iteração por intermédio do SHALSTAB apresenta o menor número de cicatrizes por área nos locais considerados estáveis, de 1,2 cicatrizes/km², enquanto que o FS pelo método de Bishop é de 1,6 e pelo método de Janbu 1,5.

Realizou-se também a análise dos deslizamentos por unidade geotécnica, a partir dos mapas elaborados com base no FS e no modelo SHALSTAB (Tabela 17).

Em relação ao número de deslizamentos mapeados nas áreas instáveis em cada unidade geotécnica, o mapa do SHALSTAB contemplou o maior número em todas as unidades. No mínimo 82% das cicatrizes foram mapeadas em áreas instáveis.

Das unidades, Cpi obteve a maior porcentagem de cicatrizes mapeadas em áreas instáveis, de 100% para todos os mapas; a segunda maior porcentagem foi na unidade Cf, que apresentou 99% de suas cicatrizes em áreas instáveis pelo SHALSTAB, 94% pelo FS por meio do método Bishop e 96% por meio do método Janbu. Em contrapartida, a unidade Cc foi a que teve a menor porcentagem, de 83% pelo SHALSTAB e 78% pelos métodos de Bishop e de Janbu.

Quando se leva em consideração o número de deslizamentos pela área de cada unidade geotécnica, o mapa do FS pelo método Bishop apresentou o maior número de deslizamentos em áreas instáveis para as unidades Ca e Cgn, nas outras unidades os valores mantiveram iguais para todos os mapas. Em relação às áreas estáveis, o menor número de cicatrizes por km² foi pelo SHALSTAB

para as unidades Ca, Cf e Cgn, nas outras unidades os valores foram iguais em todos os mapas.

Tabela 17: Análise dos mapas de suscetibilidade pelo FS e SHALSTAB (z=10m) para as un. geotécnicas na microbacia do Ribeirão Baú.

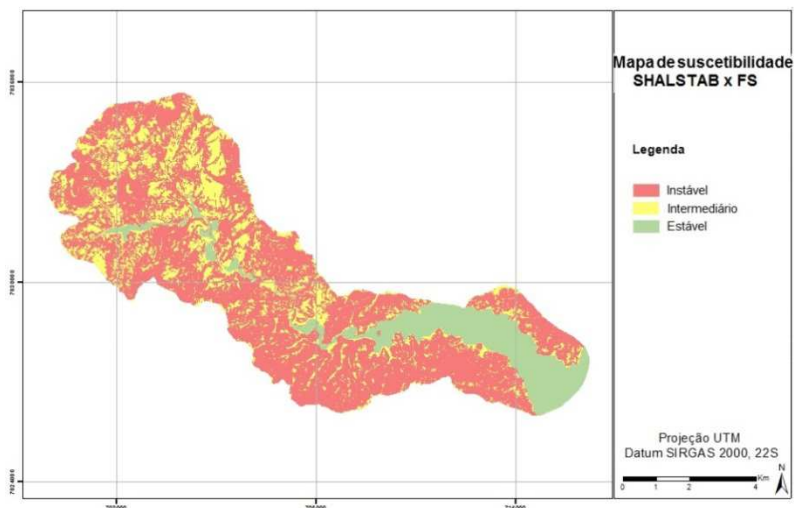
			Área [%]	nº. cic.	[%] cic.	cic./área
Ca	FS - Bishop	Estável	35,3	20	8,9	0,6
		Instável	64,7	205	91,1	3,2
	FS - Janbu	Estável	30,7	18	8,0	0,6
		Instável	69,3	207	92,0	3,0
	SHALSTAB	Estável	23,3	12	5,3	0,5
		Instável	76,7	213	94,7	2,8
Cc	FS - Bishop	Estável	46,5	5	21,7	0,1
		Instável	53,5	18	78,3	0,3
	FS - Janbu	Estável	42,8	5	21,7	0,1
		Instável	57,2	18	78,3	0,3
	SHALSTAB	Estável	31,3	4	17,4	0,1
		Instável	68,7	19	82,6	0,3
Cf	FS - Bishop	Estável	18,5	4	5,6	0,2
		Instável	81,5	68	94,4	0,8
	FS - Janbu	Estável	17,2	3	4,2	0,2
		Instável	82,8	69	95,8	0,8
	SHALSTAB	Estável	12,1	1	1,4	0,1
		Instável	87,9	71	98,6	0,8
Cgn	FS - Bishop	Estável	52,2	45	23,7	0,9
		Instável	47,8	145	76,3	3,0
	FS - Janbu	Estável	48,2	38	20,0	0,8
		Instável	51,8	152	80,0	2,9
	SHALSTAB	Estável	38,5	26	13,7	0,7
		Instável	61,5	164	86,3	2,7
Cpi	FS - Bishop	Estável	21,6	0	0,0	0,0
		Instável	78,4	16	100,0	0,2
	FS - Janbu	Estável	17,7	0	0,0	0,0
		Instável	82,3	16	100,0	0,2
	SHALSTAB	Estável	14,7	0	0,0	0,0
		Instável	85,3	16	100,0	0,2

5.3.5 Mapa de suscetibilidade da microbacia do Ribeirão Baú

Para a construção do mapa de suscetibilidade final da microbacia do Ribeirão Baú, foram conjugados os mapas de suscetibilidade criados pelo SHALSTAB e por intermédio do FS pelos métodos de Bishop e Janbu. Foi gerada ainda uma classe intermediária entre estável e instável, relacionada à média suscetibilidade a ocorrência de deslizamentos, conforme Figura 79.

Da área da microbacia Ribeirão Baú, 14% é considerada estável, 22% considerada de média suscetibilidade e 64% considerada instável. Do total de 526 cicatrizes de deslizamentos mapeadas, 481, equivalente a 91% das cicatrizes ocorreram em áreas instáveis enquanto que 45, igual a 9%, ocorreram em áreas de média suscetibilidade, na área considerada estável não ocorreram deslizamentos.

Figura 79: Mapa de áreas suscetíveis a deslizamentos da microbacia Ribeirão Baú.



A área estável se caracteriza por possuir um relevo plano e suave ondulado, com pequenas elevações e declives suaves, predominando declividades abaixo de 10° . Constituem depósitos aluviais e coluviais e é composta por pastagens, rizicultura e pequenas aglomerações urbanas.

A área intermediária, ou seja, de média suscetibilidade, caracteriza-se por possuir um relevo predominante ondulado, constituindo muitas vezes a parte baixa dos taludes, formado por um conjunto de colinas e/ou outeiros com declives moderados, de até 20° . Apesar de abranger algumas áreas com mata, a maior parte é composta por áreas com intervenção antrópica, como áreas desmatadas, com pastagens, construções e onde passam estradas.

A área instável, por sua vez, constitui-se por um relevo montanhoso e, em algumas áreas, escarpado. Predominam declividades na faixa de 20 a 35° , ocorrendo também declividades que ultrapassam os 45° . A área instável é composta quase integralmente por mata, com pouca intervenção antrópica, sua topografia é acidentada, usualmente constituída por morros, montanhas, maciços montanhosos, apresentando desnivelamentos relativamente grandes e declives fortes e muito fortes. Ainda há um solo residual relativamente espesso e vales em forma de “V”, que quando encontrados apresentam-se encaixados em falhas e fraturas, propensos a ocorrência de movimentos de massa.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo serão apresentadas as conclusões obtidas por este trabalho e também recomendações para trabalhos futuros, de modo a complementar esta pesquisa.

Conclusões

A partir dos resultados foi possível concluir que, seguindo a metodologia proposta por Davison Dias (1995), foram estimadas nove unidades geotécnicas na microbacia do Ribeirão Baú, sete de solo residual e duas de solo sedimentar.

Após o mapeamento geotécnico, é necessário o trabalho de campo com a coleta de amostras de solos em cada unidade e a execução de ensaios laboratoriais. Conforme os resultados dos ensaios, a maioria dos solos apresenta maior quantidade de grãos finos (argila e silte), destacando-se os solos das unidades Cpi e Cf. As unidades Cgn e GHsqa, entretanto, têm maior porcentual de areia. Em relação à densidade, os valores variaram em torno de 2,70. Os resultados dos LL e LP demonstraram que os solos das unidades Ca e Cf caracterizam-se por ser de baixa plasticidade e os solos das unidades Cc, Cpi e Cde de alta plasticidade. Cabe destacar ainda, que os solos das unidades Cgn e GHsqa foram classificados como não plásticos, isso se deve a baixa porcentagem de finos. Em relação à atividade da argila, todos os solos foram classificados como atividade inativa.

O solo da unidade GHsqa, que pelo mapa pedológico é considerado um Glei, nos resultados dos ensaios foi classificado como solo arenoso, isso pode estar relacionado à camada do solo e ao local de coleta da amostra, próximo ao curso d'água.

Por meio do ensaio de cisalhamento direto na condição inundada, que se mostrou de fácil e rápida execução, observou-se que os parâmetros apresentaram valores esperados para um perfil típico de solo residual em um horizonte C, com exceção do valor de coesão do solo da unidade Cf, que se apresentou abaixo da média dos outros solos. Apesar de ter elevada quantidade de finos em sua composição, sobretudo silte, esse baixo valor pode estar relacionado ao caráter expansivo de solos originados do folhelho.

Foi realizado o ensaio de compressão confinada na condição inundada para estimar a permeabilidade dos solos. O valor de k variou para os solos das unidades de $4,3 \cdot 10^{-4}$ a $1,2 \cdot 10^{-5}$ cm/s.

Dois unidades se destacam por serem as mais suscetíveis a movimentos de massa conforme o número de cicatrizes mapeadas, Ca e Cgn. Na unidade Ca, apesar de serem em maior número, os deslizamentos possuem menor amplitude e poucos se transformaram em fluxos de detritos. Na unidade Cgn, a ocorrência de movimentos de massa pode estar relacionada ao espesso manto de alteração dos gnaisses, com solos que apresentam elevado ângulo de atrito e baixa coesão, fortes declividades e vales encaixados em falhas e fraturas.

O Fator de Segurança (FS) foi calculado para estimar a declividade limite para a ocorrência de deslizamentos. Observou-se uma diferença de 10° quando considerado o talude seco e totalmente saturado, quando saturado, os valores encontrados foram muito baixos. Os menores valores de declividade limite foram calculados na unidade Cpi, que podem estar relacionados ao menor valor do ângulo de atrito e peso específico natural e saturado do solo argiloso originado do piroxenito. Os maiores valores foram calculados na unidade Cgn, podendo ter relação ao maior valor do ângulo de atrito e alto valor do peso específico natural e saturado do solo arenoso originado do gnaisse.

A partir dos valores de declividade limite, foram delimitadas, as áreas consideradas estáveis e instáveis quanto à suscetibilidade a ocorrência de deslizamentos. Ocorreu uma sensível elevação de áreas instáveis pelo método de Janbu. As unidades Ca, Cf e Cpi possuem grande parte de sua área classificada como instável, diferentemente do que se observou na unidade GHsqa.

Foi escolhida, dentre as simulações realizadas pelo modelo SHALSTAB, a profundidade de 10m para a análise da suscetibilidade da microbacia do Ribeirão Baú. Nesta simulação, mais de 60% dos deslizamentos foram identificados nas classes instáveis do modelo. Quando se leva em conta o número de deslizamentos dividido pela área da classe, observou-se que o maior número de rupturas ocorre na classe incondicionalmente instável e saturado, a mais instável segundo o modelo. Com a curva de validação construída, constatou-se uma boa correlação entre as classes de maior suscetibilidade e o número de cicatrizes.

Ocorreram deslizamentos em todas as classes do SHALSTAB, inclusive, de maneira oposta ao que se esperava, na classe do SHALSTAB incondicionalmente estável e saturada. Isto pode estar relacionado à data do MDT, posterior ao desastre de 2008, por apresentar alteração na geometria e declividade dos taludes; à ocorrência de intervenção antrópica, e; à complexidade dos deslizamentos, devendo assim, realizar a análise pontual das encostas com deslizamentos, principalmente as consideradas estáveis pelo modelo.

Cabe destacar que modelagens constituem uma representação da realidade, logo, a caracterização e verificação em campo de fatores ambientais e das áreas definidas como instáveis e estáveis, é de grande relevância para identificar condições propícias à instabilização de encostas. Conclui-se assim que, nada nem nenhum ensaio geotécnico ou modelagem numérica substitui os trabalhos de campo.

A partir dos mapas de suscetibilidade gerados com base no FS e SHALSTAB realizou-se a comparação dos resultados. Observou-se que o mapa do SHALSTAB apresenta mais áreas instáveis que os mapas do FS. Logo, também possui o maior número de cicatrizes em áreas instáveis.

Em relação ao número de deslizamentos mapeados nas áreas instáveis em cada unidade geotécnica, o mapa do SHALSTAB contemplou o maior número em todas as unidades. Das unidades, Cpi obteve a maior porcentagem de cicatrizes mapeadas em áreas instáveis, de 100% para todos os mapas. Em contrapartida, a unidade Cc foi a que teve a menor porcentagem, de 83% pelo SHALSTAB e 78% pelo FS.

Para a construção do mapa de suscetibilidade final da microbacia do Ribeirão Baú foram conjugados os mapas de suscetibilidade criados por intermédio do SHALSTAB e do FS. Assim, da área da microbacia Ribeirão Baú, 14% foi considerada estável, 22% foi considerada de média suscetibilidade e 64% foi considerada instável. Do total de 526 cicatrizes de deslizamentos mapeadas, 481 (91%) ocorreram em áreas instáveis, enquanto que 45 (9%) ocorreram em áreas de média suscetibilidade, na área considerada estável não ocorreram deslizamentos.

Recomendações

- Caracterizar em campo o limiar entre solos residuais e sedimentares refinando os limites das unidades geotécnicas com relação à sua origem, realizar cortes de perfis para delimitar as unidades e identificar qual classe de relevo marca a transição entre esses grupos de solos.
- Determinar as declividades em campo dos taludes onde ocorreram deslizamentos que foram coletadas amostras de solo.
- Realizar análises petrográfica e microscópica das rochas e solos a fim de obter uma caracterização mais detalhada das unidades geotécnicas.
- Coletar um maior número de amostras por unidade geotécnica e executar ensaios laboratoriais, principalmente de cisalhamento direto, de modo a obter dados mais precisos acerca de cada unidade.
- Aumentar o número de estágios no ensaio de cisalhamento direto para 5.
- Coletar amostra indeformada na unidade Cde e realizar o ensaio de resistência ao cisalhamento, pois apesar de não ocorrer deslizamentos nos solos coluviais da microbacia, devido suas características estruturais essa unidade deve ser mais bem estudada.
- Identificar com dados pluviométricos os eventos chuvosos desencadeadores dos deslizamentos do ano 2008 na microbacia do Ribeirão Baú.
- Determinar e utilizar as variáveis permeabilidade do solo e chuva crítica para calibrar o modelo SHALSTAB.
- Buscar dados cartográficos e imagens anteriores ao desastre de 2008 e de qualidade para fazer a calibração do modelo, principalmente o MDT.
- Realizar a análise de sensibilidade do modelo SHALSTAB.
- Verificar e caracterizar em campo as áreas identificadas como instáveis pelo SHALSTAB e pelos mapas de suscetibilidade.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 3336**: Ensaio de Adensamento Unidimensional. Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo: Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986. 9p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Determinação do Limite de Liquidez: Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1984. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm: Determinação da massa específica dos grãos. Rio de Janeiro, 1984. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984. 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo: Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1984. 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Estabilidade de taludes. Comitê Brasileiro de Construção Civil. Origem: Projeto 02:04.07-001/90. Rio de Janeiro, 1991. 39p.

AMARAL JUNIOR, A. F. **Mapeamento geotécnico aplicado a análise de processos de movimentos de massa gravitacionais**: Costa Verde-RJ – Escala 1:10.000. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

AUGUSTO FILHO, O. **Cartas de risco de escorregamentos**: uma proposta metodológica e sua aplicação no município de Ilhabela, SP. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994. 162p.

BARATA, F. E. **Propriedades mecânicas dos solos**: uma introdução ao projeto de fundações. 1a Ed. Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro. 1984.

BEVEN, K.J.; KIRKBY, M.J. A physically based, variable contributing area model of basin hydrology. **Hydrological Sciences Bulletin**. v.24, n.1, p.43-69, 1979.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 5. Ed. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos, 1975.

CARVALHO, L. C. **Relatórios**: Procedimentos para ensaios de limites de consistência. Palmas (TO): Centro Universitário Luterano de Palma – ULBRA. 2012. Disponível em: <<http://www.ebah.com.br/content/ABAAAFWBoAC/relatorio-mecanica-02>>. Acesso em: 8 fev. 2013.

CARVALHO, C. S.; MACEDO, E. S.; OGURA, A. T. (orgs.). **Mapeamento de Riscos em Encostas e Margem de Rios**. Ministério das Cidades. Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, Brasília, 2007. 176p.

CARVALHO, D. M.; PESSOA, O. A. A.; SILVEIRA, I. A.; CARVALHO JUNIOR, O. A.; GOMES, R. A. T. Aplicação do modelo SHALSTAB para a demarcação de áreas suscetíveis a escorregamentos no município de Itatiaia-RJ. In: XIII Simpósio Brasileiro de Geografia Física Aplicada. **Anais...** Viçosa. A Geografia Física Aplicada e as Dinâmicas de Apropriação da Natureza, p. 280-286, 2009.

CARVALHO JÚNIOR, O. A.; BLOISE, G. L. F.; GOMES, R. A. T.; RAMOS, V. M.; GUIMARÃES, R. F. Previsão de escorregamentos em rodovias a partir do uso do modelo SHALSTAB. In: Simpósio Brasileiro de Geografia Física Aplicada, 9. **Anais...** São Paulo, p.3011-3024. 2005.

CEPED UFSC - Centro Universitário de Estudos e Pesquisas sobre Desastres. **Resposta ao desastre em Santa Catarina no ano de 2008**. Avaliação das áreas atingidas por movimentos de massa e dos danos em edificações durante o desastre. Florianópolis: CEPED/UFSC. 2009. Disponível em: <<http://www.ceped.ufsc.br/>>. Acesso em: 01 set. 2011.

CHRISTOFOLLETTI, A. **Geomorfologia**. 2 ed. São Paulo: Edgar Blücher, 1979. 188p.

CPTEC/INPE - Centro de Previsão de Tempo e Estudos Climáticos/Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais. **Bloqueio atmosférico provoca enchentes no Estado de Santa Catarina (SC)**. Jan. 2009. Disponível em: <http://www.cptec.inpe.br/~rupload/docs/enchentes_SC_1108.pdf>. Acesso em: 23 jun. 2012.

D'AMATO AVANZI, G. et al. Soil slip susceptibility assessment using mechanical–hydrological approach and GIS techniques: an application in the Apuan Alps (Italy). **Natural Hazards**, v. 50, n. 3, p. 591-603, 2009.

DAVISON DIAS, R. Proposta de metodologia de definição de carta geotécnica básica em regiões tropicais e subtropicais. **Revista do Instituto Geológico**. São Paulo, p.51-55. 1995.

DAVISON DIAS, R. Proposta de uma Metodologia de Estudos Geotécnicos para Implantação de Rodovias, Estradas Rurais e Vicinais em Solos Brasileiros. In: Reunião Anual de Pavimentação. **Anais...** Florianópolis, 2001.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 6ª edição, Ed. Thomson Learning, São Paulo, 2007.

DEFESA CIVIL DE SANTA CATARINA. **Relatório de 31 dez.** 2008. Disponível em: <<http://www.desastre.sc.gov.br>>. Acesso em: 15 set. 2011.

DIAS, M. A. F. S. **As chuvas de novembro de 2008 em Santa Catarina**: Um estudo de caso visando à melhoria do monitoramento e da previsão de eventos extremos. São José dos Campos: INPE, 2009. 67p.

DIETRICH, W. E.; MONTGOMERY, D. R. **SHALSTAB**: A Digital Terrain Model for Mapping Shallow Landslide Potential. National Council for Air and Stream Improvement. 1998. 26p.

ÉGAS, H. M. **Análise dos movimentos de massa na microbacia do Ribeirão do Baú, Ilhota, SC, com base em critérios da geomorfologia e geologia**. Dissertação (Mestrado em Geografia) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011. 169p.

EMBRAPA - Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. **Sistema brasileiro de classificação de solos**. Brasília, Serviço de Produção de Informação, 1999. 412p.

ESRI. How Topo To Raster (3D Analyst) works. In: _____. **ArcGIS Desktop help**. 2005. Disponível em: <[http://webhelp.esri.com/arcgisdesktop/9.1/index.cfm?TopicName=How%20Topo%20to%20Raster%20\(3D%20Analyst\)%20works](http://webhelp.esri.com/arcgisdesktop/9.1/index.cfm?TopicName=How%20Topo%20to%20Raster%20(3D%20Analyst)%20works)>. Acesso em: 01 fev. 2013.

FERNANDES, N.F., AMARAL, C.P. Movimentos de massa: uma abordagem geológico-geomorfológica. In: GUERRA, A. J. T.; CUNHA, S. B. (Org) **Geomorfologia e Meio Ambiente**. Rio de Janeiro: Bertrand, p. 123-194, 2003.

FERNANDES, N. F.; GUIMARÃES, R. F.; GOMES, R. A. T.; VIEIRA, B. C.; MONTGOMERY, D. R.; GREENBERG, H. Condicionantes geomorfológicos dos deslizamentos nas encostas: avaliação de metodologias e aplicação de modelo de previsão de áreas susceptíveis. **Revista Brasileira de Geomorfologia**, v. 2, n.1, p. 51-71, 2001.

FERNANDES, M. C.; MENEZES, P. M. L. Comparação entre métodos para geração de MDE para a obtenção de observações em superfície real no maciço da Tijuca-RJ. **Revista Brasileira de Cartografia**, v. 57, n. 2, p. 154-161, 2005.

FORTES, R. M. **Método expedito de identificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando-se anéis de PVC rígidos**. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica USP, São Paulo, 1990, 228p.

FORTES, R. M.; NOGAMI, J. S. Método expedito de identificação do grupo MCT de solos tropicais utilizando-se anéis de PVC rígido. In: 25ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv. **Anais...** São Paulo, SP, 1: 591-604. 1991.

FREIRE, E. S. M. Movimentos coletivos de solos e rochas e sua moderna sistemática. **Construção**, Rio de Janeiro, n.8, p.10-18, 1965.

FREITAS, R. O. O conglomerado do Baú. (Série Itajaí – Santa Catarina). **Boletim de Geologia**. Faculdade de Filosofia, Ciências e Letras da Universidade de São Paulo, 50 (2) : 37-115. 1945.

GODOY, H. **Identificação e classificação geotécnica de latossolos do Estado de São Paulo pelo método das pastilhas MCT**. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Universidade de São Paulo - USP, São Paulo, 1997, 132p.

GODOY, H.; BERNUCCI, L. B.; NOGAMI, J. S. Diretrizes para a identificação expedita de solos lateríticos para uso em obras viárias. In: 30ª Reunião Anual de Pavimentação, Salvador, **Anais...** ABPV, v.2, p.557-568. 1996.

GODOY, H.; NOGAMI, J. S.; CARVALHO, A. Procedimentos para a caracterização geotécnica de perfis em solos de granitos e gnaisses para obras viárias. **Solos e Rochas**, v.17, n.1, p.31-44. 1994.

GOMES, R. A. T. **Modelagem de previsão de movimentos de massa a partir da combinação de modelos de escorregamentos e corridas de massa**. Tese (Doutorado em Geografia) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2006. 180p.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação**. Edgard Blucher, 1984. 194p.

GUIMARÃES, R. F. **Utilização de um modelo de previsão de áreas susceptíveis a escorregamentos rasos com controle topográfico: adequação e calibração em duas bacias de drenagem**. Tese (Doutorado em Geologia) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2000. 150p.

GUIMARÃES, R. F.; CARVALHO JÚNIOR, O. A.; GOMES, R. A. T.; FERNANDES, N. F. Movimentos de Massa. In: FLORENZANO, T. G. (Org.). **Geomorfologia: conceitos e tecnologias atuais**. São Paulo: Oficina de Textos, 2008. 318p.

GUIMARÃES, R. F.; MONTGOMERY, D. R.; GREENBERG, H. M.; FERNANDES, N. F.; GOMES, R. A. T.; CARVALHO JÚNIOR, O. A. Parameterization of soil properties for a model of topographic controls on shallow landsliding: application to Rio de Janeiro. **Engineering Geology**, 69(1-2):99-108.2003.

HIGASHI, R. A. R. **Metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras através de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2006. 486p.

HIGASHI, R. A. R.; DAVISON DIAS, R.; M. MACCARINI. On the Erosive Potential of Some Weathered Soils from Southern Brazil. **Soils and Rocks**, São Paulo, 34 (3). 2012. p. 219-225.

HIGASHI, R. A. R.; MICHEL G. P. Uso do SHALSTAB na análise espacial da estabilidade de encostas visando à implantação de vias – aplicação em sub-bacias do Rio Tubarão. In: 6° Seminário Nacional Modernas Técnicas Rodoviárias. **Anais...** Florianópolis: ABMS. v.4. p.1245-1252. 2010.

HIGHLAND, L. M.; BOBROWSKY, P. **The landslide handbook** – A guide to understanding landslides: Reston, Virginia, U.S. Geological Survey Circular 1325, 2008. 129p.

JENSON, S. K.; DOMINGUE, J. O. Extracting topographic structure from digital elevation data for geographic information system analysis. **Photogrammetric Engineering and Remote Sensing**, 54: 1593-1600, 1988.

KAUL, P. F. T.; FERNANDES, E.; SANTOS NETO, A. **Projeto Gerenciamento Costeiro GERCO - 3º Fase: Geologia**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE, 2002. 63p.

KOBIYAMA, M; MANFROI, O. J. Importância da modelagem e monitoramento em bacias hidrográficas. In: **Curso de Extensão: o manejo de bacias hidrográficas sob a perspectiva florestal** (1999: Curitiba), Apostila, Curitiba: Curso de Eng. Florestal - UFPR, p.111-118, 1999.

KOBIYAMA, M.; CHECCHIA, T.; SILVA, R. V.; SCHRÖDER, P. H.; GRANDO, A.; REGINATTO, G. M. P. Papel da comunidade e da universidade no gerenciamento de desastres naturais. In: I Simpósio Brasileiro de Desastres Naturais. **Anais...** Florianópolis: GEDN/UFSC, p.834-846, 2004.

LISTO, F. D. L. R.; CARVALHO VIEIRA, B. Mapping of risk and susceptibility of shallow-landslide in the city of São Paulo, Brazil. **Geomorphology**, v. 169–170, n. 0, p. 30-44, 2012.

MEISINA, C.; SCARABELLI, S. A comparative analysis of terrain stability models for predicting shallow landslides in colluvial soils. **Geomorphology**, v. 87, p. 207-223, 2007.

MICHEL, G. P. **Estudo de escorregamentos na Bacia do Rio Cunha, Rio dos Cedros/SC, com os modelos SHALSTAB e SINMAP**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2011. 84p.

MICHEL, G. P. **Modelagem de estabilidade de encostas com consideração do efeito da vegetação**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária e Ambiental) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2013. 139p.

MINUZZI, R.; RODRIGUES, L. **Novembro com recordes de chuva em SC: 1000 mm em Blumenau**. Setor de Previsão de Tempo e Clima - Epagri/Ciram. 2009. Disponível em: <http://www.ciram.com.br/areas_risco/Nota_Recordes_Nov.pdf>. Acesso em: 23 jun. 2012.

MIRANDA, J. I. **Fundamentos de sistemas de informações geográficas**. 2. ed., rev. e atual. Brasília: Embrapa Informação Tecnológica, 2010. 433p.

MONTGOMERY, D. R.; DIETRICH, W. E. A physically-based model for topographic control on shallow landsliding. **Water Resources Research**, v. 30, no.4, p. 1153-1171, 1994.

MUNSELL. **Soil Color Charts**. Baltimore: Munsell Color Company, 1971.

NOGAMI, J. S. Características dos solos tropicais. In: V Reunião Aberta da Indústria de Cal, ABPC. **Anais...** São Paulo, SP, 47-55. 1985.

NOGAMI, J. S.; BERNUCCI, L. L. B.; VILLIBOR, D. F. Contração de solos arenosos finos lateríticos: simplificações para a escolha desses solos para bases de pavimentos de baixo custo. In: 29ª Reunião Anual de Pavimentação, **Anais...** Cuiabá, ABPv, v.1, p.345-363. 1995.

NOGAMI, J. S.; COZZOLINO, V. M. N. A identificação de solos tropicais: dificuldades e proposta de um método preliminar. In: 20ª Reunião Anual de pavimentação. **Anais...** Fortaleza, CE, ABPv, pp. 30-41. 1985.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Caracterização e classificação gerais de solos para pavimentação: limitações do método tradicional, apresentação de uma nova sistemática. In: 15ª Reunião Anual de Pavimentação. **Anais...** Belo Horizonte, MG. 1980. pp. 01-38.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Identificação expedita dos grupos de classificação MCT para solos tropicais. In: 10º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS. **Anais...** Foz do Iguaçu, PR, 4: 293-1300. 1994.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. Editora Vilibor, São Paulo, SP, 1995.

O'LOUGHLIN, E.M. Prediction of surface saturation zones in natural catchments by topographic analysis. **Water Resources Research**, v.22, n.5, p.794-804. 1986.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. 3 ed. Livros técnicos e científicos S.A, Rio de Janeiro, 2007.

PACK, R.T.; TARBOTON, D.G.; GOODWIN C. N. **Terrain stability mapping with SINMAP, technical description and users guide for version 1.00**. Report Number 4114-0, Terratech Consulting Ltd., Salmon Arm, Canadá, 1998. 68 p.

PEJON, O. J. **Mapeamento geotécnico regional da folha de piracicaba–SP (Escala 1: 100.000)**: estudo de aspectos metodológicos de caracterização e de apresentação de atributos. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Universidade de São Paulo - USP, São Carlos – SP, 1992.

PEREIRA, M. **Ilhota, 28 de novembro de 2008**: diário de uma tragédia. Ed. Valorizando o tempo. Blumenau: HB, 2009. 272p.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 247p.

PORTO, C. G. Intemperismo em Regiões Tropicais. In: GUERRA, A. J. T.; CUNHA, S. B. (orgs). **Geomorfologia e Meio Ambiente**. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, p. 25-58, 2003.

RAMOS, V. M. **A modelagem matemática no estudo dos movimentos de massa**: aplicação de um modelo de previsão de áreas susceptíveis a escorregamentos rasos na área do Subúrbio Ferroviário de Salvador (BA). Dissertação (Mestrado em Geografia) – Departamento de Geografia, Universidade de Brasília, Brasília, 2003.

RAMOS, V. M.; GUIMARÃES, R. F.; REDIVO, A. L. GOMES, R. A. T.; FERNANDES, N. F.; CARVALHO JÚNIOR, O. A. Aplicação do modelo SHALSTAB, em ambiente ArcView, para o mapeamento de áreas susceptíveis a escorregamento raso na Região do Quadrilátero Ferrífero (MG). **Espaço & Geografia**, v. 5, n. 1. p. 49-67, 2002.

REGINATTO, G. M. P. **Aplicação do modelo Shalstab para identificação de áreas suscetíveis a escorregamentos translacionais na bacia do rio Cunha, Rio dos**

Cedros – SC. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2013.

REDIVO, A. L.; RAMOS, V. M.; GUIMARÃES, R. F.; CARVALHO JÚNIOR, O. A.; GOMES, R. A. T. Determinação de áreas susceptíveis a escorregamentos na BR 256 no município de Ouro Preto - MG. **Ciência e Natura**, UFSM, p.31-46, 2004.

ROSA, R. O. **Projeto Gerenciamento Costeiro GERCO - 3º Fase: Geomorfologia**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE, 2002. 56p.

SANT'ANA, W. C. **Estudo de misturas de areia-asfalto a quente para o estado do Maranhão**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002, 155p.

SANTOS, A. R. **A Grande Barreira da Serra do Mar** – da Trilha dos Tupiniquins à Rodovia dos Bandeirantes. Ed. O Nome da Rosa, São Paulo. 2004. 122p.

SELBY, M. J. **Hillslope materials and processes**. Oxford University Press Inc., New York, 2º ed., 1993. 450p.

SEVERO, D. L. A meteorologia do desastre. In: FRANK, B.; SEVEGNANI, L. (orgs.). **Desastre no vale do Itajaí**. Água, gente e política. Blumenau: Agência de Água do Vale do Itajaí, 2009. 192p.

SHEPARD, F. P. Nomenclature based on sand-silt-clay ratios. **Journal of Sedimentary Petrology**, Tulsa, Okla, 24 (3): 151-158p. 1954.

SHIMIZU, S. H.; VIEIRA, P. C.; MOSER, J. M. **Projeto Gerenciamento Costeiro GERCO - 3º Fase: Pedologia**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE, 2003. 705p.

SCHROEDER, G. S. **Análise Tectônica da Bacia do Itajaí**. Dissertação (Mestrado em Geociências) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Geociências, Programa de Pós-Graduação em Geociências, Porto Alegre, 2006. 109p.

SILVA, D. C. O. **Aplicação do modelo SHALSTAB na previsão de deslizamentos em Petrópolis**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro: UFRJ, 2006. 132p.

SKEMPTON, A.W. The Colloidal Activity of Clays. In: III Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering - III ICSMFE. **Anais...** Suíça, vol. 1, p. 57-61. 1953.

SOCIEDADE AMERICANA PARA MATERIAIS E TESTES. **ASTM D3080**: Standard Test Method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions. 2004.

TAKIYA, H. **Estudo da sedimentação neogênica-quaternária no município de São Paulo: caracterização dos depósitos e suas implicações na geologia urbana**. Tese (Doutorado em Geologia Sedimentar) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997. 152p.

TOMAZZOLI, E. R.; FLORES, J. A. A.; BAUZYS, F. Movimentos de massa ocorridos no evento de novembro de 2008, no entorno do Morro do Baú, Vale do Itajaí (SC): caracterização geológico-geomorfológica. In: 5º COBRAE- Conferência Nacional de Estabilidade de Encostas. **Anais...** São Paulo, 2009.

TOMAZZOLI, E. R.; PARIZOTO, D. G. V.; ABREU, J.; PELLERIN, J. R. G. M. **Análise e mapeamento das áreas de risco a movimentos de massa e inundações nos municípios de Gaspar, Ilhota e Luiz Alves (Complexo do Morro do Baú), SC**. FAPESC - Convênio 16319/2010-8. UFSC, Florianópolis, 2012. 207p.

TOMINAGA, L. K. Análise e Mapeamento de Risco. In: TOMINAGA, L.K.; SANTORO, J.; AMARAL, R. (Org) **Desastres Naturais: conhecer para prevenir**. São Paulo: Instituto Geológico, p.111-146, 2009.

UNESCO/IAEG - Organização Das nações unidas para a educação, a ciência e a cultura/Associação internacional de geologia de engenharia e ambiental. **Engineering Geological Maps. A Guide to Their Preparation**. Paris : The Unesc Press, 1976. 79p.

USGS - United States Geological Survey. **Landslide types and processes**. U. S. Department of the Interior. Fact Sheet 2004-3072. 2004.

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1977. 509p.

VARNES, D. J. Slope movement types and processes. In: R.J. Schuster and R.J. Krizek (eds), **Landslides, Analysis and Control**. Transportation Research Board, National Academy of Sciences. **Anais...** Washington, DC. Special Report 176, p. 11-33, 1978.

VIEIRA, B. C.; FERNANDES, N. F.; AUGUSTO FILHO, O. Shallow landslide prediction in the Serra de Cubatão, São Paulo (SP). In: EGU General Assembly Conference Abstracts. EGU General Assembly. **Anais...** Vienna, Austria. v. 11, 2009.

ZAINDAN, R. T.; FERNANDES, N. F. Zoneamento de susceptibilidade a escorregamentos em encostas aplicado à bacia de drenagem urbana do Córrego da Independência - Juiz de Fora (MG). **Revista Brasileira de Geomorfologia**, v.10, n.2, 2009.